

# **EVALUACIÓN A ESCALA DE PILAS METÁLICAS EN SUELOS RESIDUALES, CASO EIA SEDE LAS PALMAS**

**SANTIAGO QUINTERO VÉLEZ**

**Trabajo de grado para optar al título de Ingeniero Civil**

**Manuel Alonso Builes Brand**

**Ingeniero Civil**

**Master en Ingeniería**



**UNIVERSIDAD EIA  
INGENIERÍA CIVIL  
ENVIGADO  
2016**

*A mi familia y todas las personas que hicieron parte de mi formación profesional, que lograron hacer de este camino una buena experiencia.*

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

## **AGRADECIMIENTOS**

A mi familia por su gran apoyo durante todo mi proceso académico, y por el constante acompañamiento en el día a día.

Al personal de oficios varios de la Universidad EIA por su apoyo en el proceso de extracción de muestras, a Carlos Andrés Blandón Uribe, Mauricio Ramírez, Personal del laboratorio de metalmecánica y todas las demás personas que de alguna manera estuvieron presentes en el proceso de realización del trabajo.

A Manuel Alonso Builes Brand, director de este trabajo y gran amigo, por su apoyo, dedicación y motivación en la realización de la tesis.

A la empresa Inducerchas S.A.S por su aporte en los elementos necesarios para realizar los modelos y el montaje para aplicación de cargas.

A mis compañeros Juan Fernando Sánchez y Omar Stiven Ríos por su colaboración durante la realización del trabajo y extracción de muestras.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

# CONTENIDO

	pág.
INTRODUCCIÓN.....	15
1 PRELIMINARES.....	16
1.1 Planteamiento del problema .....	16
1.1.1 Formulación del problema .....	16
1.1.2 Justificación.....	17
1.2 Objetivos del proyecto .....	17
1.2.1 Objetivo General.....	17
1.2.2 Objetivos Específicos .....	17
1.3 Marco de referencia.....	18
1.3.1 Antecedentes .....	18
1.3.2 Marco teórico.....	19
2 METODOLOGÍA.....	47
2.1 Toma de muestras para el laboratorio .....	47
2.2 Número de ensayos a realizar con el modelo y total de muestras a extraer. ....	49
2.3 Calcular el comportamiento teórico de las pilas metálicas con las metodologías utilizadas actualmente.....	49
2.4 Definición de condiciones del modelo.....	49
2.4.1 Revisión bibliográfica.....	49
2.4.2 Consulta con expertos.....	49
2.5 Construcción del modelo mediante la obtención de muestras .....	49
2.6 Determinar el comportamiento experimental de pilas metálicas en suelos residuales cuando se ven sometidos al efecto de cargas verticales y laterales.....	54

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

2.7	Validar los resultados obtenidos del modelo físico con el modelo teórico .....	55
3	PRESENTACIÓN Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	57
3.1	Resultados de ensayos de laboratorio .....	57
3.2	Evaluación del comportamiento teórico del modelo .....	62
3.2.1	Comportamiento a carga vertical .....	62
3.2.2	Comportamiento a carga lateral.....	64
3.3	Construcción del modelo .....	67
3.3.1	Modelo para carga vertical .....	68
3.3.2	Modelo para carga lateral .....	70
3.4	Resultados ensayo de carga vertical .....	72
3.4.1	Ensayo 1 .....	73
3.4.2	Ensayo 2 .....	75
3.4.3	Ensayo 3 .....	77
3.5	Resultados ensayo de carga lateral.....	78
3.5.1	Ensayo 1 .....	79
3.5.2	Ensayo 2 .....	82
3.5.3	Ensayo 3 .....	84
3.6	Análisis de resultados.....	86
3.6.1	Carga vertical .....	86
3.6.2	Carga lateral.....	91
4	CONCLUSIONES Y CONSIDERACIONES FINALES .....	99
5	REFERENCIAS .....	101

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

## LISTA DE TABLAS

	pág.
Tabla 1    Caracterización de un suelo residual.....	21
Tabla 2    Clasificación de los perfiles de suelo.....	23
Tabla 3    Factores de capacidad de carga .....	33
Tabla 4    Información esencial para la prueba de pilas .....	56
Tabla 5    Resultado contenido de humedad.....	57
Tabla 6    Límite líquido.....	58
Tabla 7    Límite líquido de la muestra. ....	58
Tabla 8    Límite plástico de la muestra.....	59
Tabla 9    Resultados de ensayo de corte no drenado .....	61
Tabla 10   Resultado para módulo de elasticidad del suelo .....	62
Tabla 11   Cálculo de la capacidad última por punta de la pila.....	62
Tabla 12   Cálculo de capacidad última por fricción de la pila .....	62
Tabla 13   Cálculo de asentamientos de la pila.....	64
Tabla 14   Comparación de resultados de ensayo de carga vertical .....	88
Tabla 15   Porcentajes de transferencia de cargas en la pila .....	88
Tabla 16   Comparación de los módulos de reacción obtenidos .....	96

## LISTA DE FIGURAS

	pág.
Figura 1 Gráfica carga-desplazamiento para la pila UnP (Cunha & Leong, 2002).....	18
Figura 2 Gráfica carga-desplazamiento para la pila 212N (Cunha & Leong, 2002) .....	19
Figura 3 Línea Geofísica.....	22
Figura 4 Plano de exploración campus EIA sede las palmas .....	24
Figura 5 Apique 2.....	25
Figura 6 Suelo como una serie de resortes elásticos .....	27
Figura 7 Curva p-y típica.....	28
Figura 8 Condiciones de borde para la pila .....	30
Figura 9 Distribución de esfuerzos sobre la pila, .....	35
Figura 10 Resistencia última para pilas en arcillas .....	37
Figura 11 Resistencia última para pilas en arenas .....	37
Figura 12 Variables geométricas en pilas restringidas y pilas libres de cabeza. ....	37
Figura 13 Curva p-y característica para suelos cohesivos y friccionantes .....	38
Figura 14 Coeficientes $A_s$ y $B_s$ .....	39
Figura 15 Valores de $K_c$ para arcillas .....	40
Figura 16 Valores de $k_\phi$ para arenas .....	40
Figura 17 Estructura de reacción para la pila.....	54
Figura 18 Calibración típica de un gato hidráulico .....	55
Figura 19 Ejemplo de celda de carga .....	55
Figura 20 Humedad vs N° de golpes .....	58
Figura 21 Carta de plasticidad de Casagrande.....	60

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Figura 22	Esfuerzo deformación de las 3 probetas.....	60
Figura 23	Esfuerzo cortante vs esfuerzo normal máximos.....	61
Figura 25	Deformación de la pila .....	65
Figura 24	Momentos en la pila .....	65
Figura 26	Reacción del suelo .....	66
Figura 27	Cortantes en la pila.....	66
Figura 28	Ubicación de celdas de carga.....	72
Figura 29	Adquisición de datos de la celda de carga superior .....	73
Figura 30	Adquisición de datos de la celda de carga inferior .....	73
Figura 31	Adquisición de datos del asentamiento medido en la pila .....	74
Figura 32	Adquisición de datos celda superior .....	75
Figura 33	Adquisición de datos celda inferior .....	75
Figura 34	Adquisición de datos del asentamiento medido en la pila .....	76
Figura 35	Adquisición de datos celda superior .....	77
Figura 36	Adquisición de datos celda inferior .....	77
Figura 37	Adquisición de datos del asentamiento.....	78
Figura 38	Ubicación de los potenciómetros en la pila, (medidas en milímetros) .....	79
Figura 39	Adquisición de datos de la celda de carga.....	79
Figura 40	Adquisición de datos potenciómetro “Sen 12” .....	80
Figura 41	Adquisición de datos potenciómetro “P4” .....	80
Figura 42	Adquisición de datos potenciómetro “P3” .....	81
Figura 43	Adquisición de datos celda de carga .....	82
Figura 44	Adquisición de datos potenciómetro “Sen 12” .....	82

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.



Figura 45	Adquisición de datos potenciómetro “P4” .....	83
Figura 46	Adquisición de datos potenciómetro “P3” .....	83
Figura 47	Adquisición de datos celda de carga .....	84
Figura 48	Adquisición de datos potenciómetro “Sen 12” .....	84
Figura 49	Adquisición de datos potenciómetro “P4” .....	85
Figura 50	Adquisición de datos potenciómetro “P3” .....	85
Figura 51	Resultados ensayo vertical 1 .....	86
Figura 52	Resultados ensayo vertical 2 .....	87
Figura 53	Resultados ensayo vertical 3 .....	87
Figura 54	Carga vs deformación de los ensayos verticales .....	89
Figura 55	Resultados ensayo 1 en términos de la rigidez de la pila.....	90
Figura 56	Resultados ensayo 2 en términos de la rigidez de la pila.....	90
Figura 57	Resultados ensayo 3 en términos de la rigidez de la pila.....	91
Figura 58	Curvas P-Y ensayo 1 .....	92
Figura 59	Curvas P-Y ensayo 2 .....	92
Figura 60	Curvas P-Y ensayo 3 .....	93
Figura 61	Confrontación de curvas P-Y teóricas y experimentales ensayo 1 .....	94
Figura 62	Confrontación de curvas P-Y teóricas y experimentales ensayo 2 .....	94
Figura 63	Confrontación de curvas P-Y teóricas y experimentales ensayo 3 .....	95
Figura 64	Comparación de deformaciones obtenidas .....	97
Figura 65	Presiones admisibles, aplicadas y teóricas .....	98

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

## LISTA DE ECUACIONES

Ecuación 1	Módulo de reacción .....	27
Ecuación 2	Evaluación del módulo de reacción con deformaciones elástica.....	28
Ecuación 3	Vesic 1961.....	29
Ecuación 4	Código europeo CSN 71 1004 para suelos cohesivos .....	29
Ecuación 5	Broms 1946 .....	29
Ecuación 6	Skempton .....	29
Ecuación 7	Davidson 1970 .....	29
Ecuación 8	Forma reducida .....	29
Ecuación 9	Solución de la ecuación diferencial.....	29
Ecuación 10	.....	30
Ecuación 11	.....	30
Ecuación 12	Desplazamiento lateral de la pila.....	31
Ecuación 13	Momentos en la pila .....	31
Ecuación 14	Cortantes en la pila .....	31
Ecuación 15	Reacción del suelo.....	31
Ecuación 16	Capacidad última de carga por fricción (Das, 2001) .....	32
Ecuación 17	Capacidad última de carga por punta en arcillas (Das, 2001) .....	33
Ecuación 18	Calculo de asentamientos en fundaciones profundas .....	34
Ecuación 19	Asentamiento elástico de la pila .....	34
Ecuación 20	Asentamiento de la pila causado por la carga en la punta.....	36
Ecuación 21	Asentamiento causado por la carga transmitida a lo largo del fuste .....	36
Ecuación 22	Presión límite a profundidades cortas .....	41

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Ecuación 23	Cálculo del contenido de humedad (INV E-122-07) .....	42
Ecuación 24	Cálculo de límite plástico (INV E-126-07).....	42
Ecuación 25	Cálculo del índice de plasticidad (INV E-126-07) .....	42
Ecuación 26	Área corregida para ensayo de corte directo.....	44

## LISTA DE ANEXOS

	pág.
Anexo 1 .....	103

## RESUMEN

Con el desarrollo de este trabajo se pretende lograr una aproximación inicial al correcto diseño de las fundaciones profundas en un medio de suelos residuales, ya que localmente se tiene presente una condición de este tipo de suelo muy amplia.

Las fundaciones profundas tienen solicitaciones de carga axial y lateral que deben ser atendidas totalmente en el diseño tanto estructural como geotécnico y se debe obtener un factor de seguridad que cumpla con los criterios de la NSR-10. Con esta investigación se intentará dar solución a la incertidumbre en las fases de diseño de la fundación que se encuentran actualmente debido a las teorías que se utilizan, ya que están basadas en la mecánica de suelos tradicional, la cual tiene presente su desarrollo en suelos que presentan parámetros de cohesión únicamente, o ángulo de fricción, mientras que los suelos residuales poseen ambos.

Mediante la extracción de muestras naturales de suelo presente en el campus de la Universidad EIA sede las palmas, se realizarán 3 modelos a escala que considerarán ambos casos de carga (lateral y vertical) en la pila metálica para estudiar su comportamiento en el suelo residual en estudio

Palabras clave: Suelo residual, Pilas metálicas, Cohesión, Ángulo de fricción.

## **ABSTRACT**

The purpose of this research is to reach an initial approximation of the correct design of deep foundations in a residual soil's framework due to the wide condition of this type of soil locally.

Deep foundations have axial and lateral loads' stresses that must be fully addressed not just in structural design but also in the geotechnical design and it has to be obtained a safety factor that meets the criteria of the NSR-10. This research will attempt to resolve the uncertainty presented in the design phases of foundations that are found in current used theories based on the mechanics of traditional soils which takes in account its development in soils only with cohesion parameters or friction angle, while residual soils possess both.

By the extraction of natural soil samples present in the "Universidad EIA" (EIA's campus), headquarters of Palmas, three scale models will be held considering both lateral and vertical loads in metal pile to study its behavior in the residual soil under consideration.

Keywords: Residual soil, Steel Piles, Cohesion, friction angle.

## **INTRODUCCIÓN**

Las cimentaciones profundas son un tipo de cimentación que permite la transmisión de cargas a los sustratos más resistentes y aptos del suelo, logrando así la debida resistencia a las cargas aplicadas para su uso.

Esta técnica de cimentación es una de las más antiguas, utilizada para resolver el problema de transmisión de cargas en suelos blandos. Desde el siglo XIX se comenzó a utilizar esta técnica en madera utilizando diseños basados en simplemente la experiencia que se tenía en el medio sobre el tema, teniendo así una cantidad abundante de estas a criterio del constructor. A medida que aumenta el desarrollo de la industria y tecnología es necesario atender una alta demanda de grandes estructuras tanto en terrenos sólidos como blandos, por lo que han surgido diversas técnicas aplicando diferentes materiales como el concreto y recientemente el acero. (Alva Hurtado, 2012)

Teniendo en cuenta el alto costo que esta fase de la construcción representa para las obras es necesario tener una amplia información sobre los métodos de diseño de estos elementos para lograr optimizarlos y lograr tener un factor de seguridad menor.

# 1 PRELIMINARES

## 1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

### 1.1.1 Formulación del problema

Este trabajo será desarrollado con el fin de generar una primera aproximación teórica del comportamiento de pilas metálicas bajo cargas laterales y verticales en suelos residuales de la Universidad EIA utilizando métodos experimentales basados en la ingeniería de fundaciones y comparándolo con el método de las curvas p-y.

En la actualidad existen diversas limitaciones alrededor de los procesos constructivos de las fundaciones metálicas en algunos tipos de suelos tales como maquinaria para el proceso de hincado, problemas de corrosión debido a la exposición, o simple desconocimiento del material, entre otros. Basado en la adaptación que se realiza de su comportamiento en el contexto colombiano, podemos decir que trabajar con hipótesis demostradas en otras zonas del mundo como en EEUU o Europa donde no se tienen suelos residuales o simplemente son diferentes a los nuestros, no es posible aceptar al 100% una utilización empírica de datos para hacerlos verídicos en un diseño para pilas en suelos de este tipo, que no tienen las mismas propiedades ni se comportan de la misma manera. La mayoría de las teorías de geotecnia han sido realizadas sobre suelos en climas no tropicales, según (Díaz, 1998) generalmente en depósitos de suelos sedimentarios especialmente en arenas y arcillas, “La aplicabilidad de las teorías y los criterios de diseño geotécnico que existen actualmente, podrían no ser completamente válidos en el caso de suelos residuales, debido a diferencias importantes que existen en la constitución y estructura de los suelos y de las formaciones residuales, y la de los suelos que sirvieron de modelo para el desarrollo de la mecánica de suelos tradicional”, (Díaz, 1998). Se presentan únicamente suelos arcillosos y arenas los cuales tienen cohesión o ángulo de fricción, pero no ambos como sucede en los suelos residuales. Esto hace que se trabaje muchas veces con la incertidumbre sobre cómo funcionan de verdad en nuestro entorno bajo la aplicación de cargas por efectos sísmicos, o simplemente sometidos a deformaciones por acciones mecánicas. Aún no se ha logrado implementar una idea general y bien planteada del comportamiento de fundaciones metálicas profundas bajo cargas laterales en suelos residuales específicamente, basado en la búsqueda realizada en bases de datos como “*Scopus, ScienceDirect y Academic search complete*”. Actualmente se puede encontrar información sobre fundaciones en materiales como madera y concreto en suelos arenosos o arcillosos, pero no se encuentran referencias pertinentes para realizar un diseño de una pila metálica bajo las condiciones de suelos residuales por lo que es importante empezar a plantear una idea de cómo se podría hacer con metodologías diferentes a las actuales y verificar sus resultados. En Colombia tenemos tipos de suelos residuales que varían en su comportamiento, y este puede diferir de los demás en cuanto a su ángulo de fricción y cohesión, por lo tanto en este trabajo se propone realizar un modelo a escala para evaluar el comportamiento de los suelos residuales cuando se encuentran sometidos a deformaciones laterales por la aplicación de cargas en pilas metálicas, utilizando el método de aproximación del módulo de reacción o curvas p-y, generando así una aproximación más real para el diseño de fundaciones profundas en nuestro entorno.



### **1.1.2 Justificación**

Las pilas bajo carga lateral trabajan con la máxima presión a la que puede ser sometido el suelo en un plano horizontal generando una reacción mayor dependiendo de cuanto se comprima el suelo, la distribución de esta reacción depende de la rigidez del suelo, rigidez de la pila y de las restricciones que se presenten en los extremos del elemento; Estas pilas se puedan clasificar en dos tipos según su longitud, pueden ser elásticos (largos) o rígidos (cortos).

En la ingeniería de cimentaciones se plantean 3 posibles soluciones para los pilotes cargados lateralmente:

- Elástica, por medio de ecuaciones diferenciales.
- Análisis por carga última (Método de Broms)
- Análisis por carga última (Método de Meyerhof)

Actualmente no se tienen datos precisos del funcionamiento de estos elementos en los suelos residuales, con esta investigación se pretende encontrar una primera aproximación a la validez de las teorías tradicionales de diseño de fundaciones profundas aplicadas a los suelos residuales mediante elementos metálicos con las teorías de diseño que se utilizan actualmente a nivel local, cuyos resultados darán luz sobre nuevas alternativas aplicadas a los procesos constructivos.

## **1.2 OBJETIVOS DEL PROYECTO**

### **1.2.1 Objetivo General**

Comparar el comportamiento real de una pila metálica en suelos residuales de la Universidad EIA utilizando un modelo a escala y las teorías de diseño de fundaciones profundas[MJER1].

### **1.2.2 Objetivos Específicos**

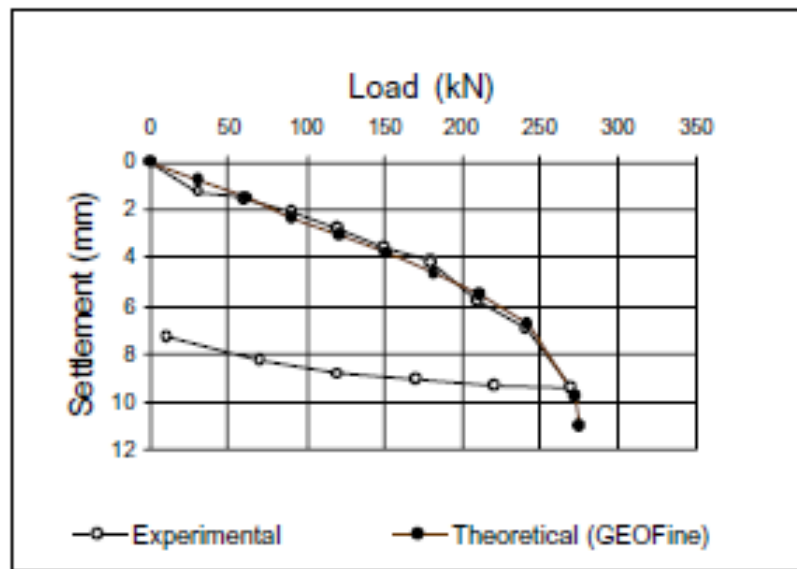
- Calcular el comportamiento teórico de las pilas metálicas con las metodologías utilizadas actualmente.
- Desarrollar y establecer las condiciones del modelo a escala para realizar la aplicación de las cargas laterales y verticales.
- Construir el modelo mediante la obtención de muestras de suelo residual de la Universidad EIA.
- Determinar el comportamiento experimental de suelos residuales cuando se ven sometidos al efecto de cargas verticales y laterales con pilas metálicas.

- Validar los resultados obtenidos del modelo físico con el modelo teórico, basado en la literatura utilizada.

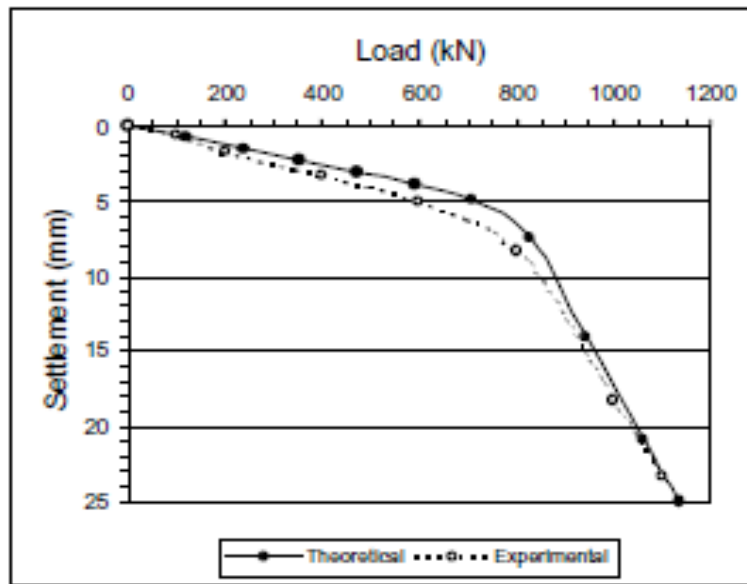
### 1.3 MARCO DE REFERENCIA

#### 1.3.1 Antecedentes

Actualmente, a nivel local no se utilizan métodos para la evaluación del comportamiento y diseño de pilas metálicas sometidas a cargas laterales y verticales en un entorno de suelos residuales, la utilización de diferentes métodos para realizar estos análisis se basan en teorías que no tienen en cuenta el comportamiento tanto friccionante como cohesivo en el mismo instante. En Colombia no se construyen fundaciones profundas con perfiles metálicos ya que hasta la fecha no se tiene conocimiento de aplicación de estos elementos en suelos residuales, esta solución podría agilizar el proceso constructivo y tal vez reducir costos. En el contexto de Suramérica se ha realizado un estudio en suelos residuales analizando pilas a escala real en la ciudad de Brasilia (Brasil) donde se utilizó simulación numérica para obtener las curvas experimentales de carga contra deformación de 2 pilas en diferentes momentos, una llamada UnB, excavada en sitio con un diámetro de 0.3 m y una profundidad de 8 m, y otra llamada 212N, que fue introducida en el suelo mediante rotación, tenía un diámetro de 0.4 m y una profundidad de 18.5 m, los resultados fueron los siguientes:



**Figura 1** Gráfica carga-desplazamiento para la pila UnP (Cunha & Leong, 2002)



**Figura 2 Gráfica carga-desplazamiento para la pila 212N (Cunha & Leong, 2002)**

Se estudió la transferencia de carga que se da de la pila al suelo por medio de instrumentación en toda la longitud de la misma y utilizando software de computación, “el trabajo presenta los resultados experimentales de una prueba de campo de carga realizado con una cimentación profunda fundada en el suelo residual (y plegable) tropical del centro de investigación de la Universidad de Brasilia.” (Cunha & Leong, 2002)

### 1.3.2 Marco teórico

#### 1.3.2.1 Suelo residual

Un suelo residual puede definirse como “*un material derivado de la meteorización in situ y la descomposición de fragmentos de roca que no hayan sido transportado desde su ubicación original*” (Blight & Leong, 2012) Los suelos residuales son formados debido a meteorización in situ de las rocas, donde existen agentes físicos y químicos que aceleran este proceso, allí es donde la estructura de la roca se rompe y se libera una energía interna que generan diferentes partículas con una energía más baja que las hace más estables. En estos cambios físicos se presenta una desintegración en pequeñas partículas generada por fuerzas externas como la expansión térmica o la acción del descongelamiento donde el agua al estar congelada se expande aproximadamente en un 9%, lo que genera fuerzas internas expansivas que hacen que el material se rompa. La meteorización química consiste en el proceso de alteración de la estructura interna de la roca por medio de disolución hidrolisis u oxidación, donde estas reacciones generan un rompimiento de partículas y transformación de minerales que dan lugar a la formación de posibles materiales arcillosos.

Debido a la alta concentración de hierro que se presenta en estas zonas, estos suelos tienden a tomar una coloración rojiza, lo que hace que varios autores los llamen “suelos rojos tropicales”.

Estos suelos residuales generalmente tienen unas características diferentes a los suelos transportados, entendiendo por suelos transportados los suelos que fueron meteorizados y posteriormente transportados por agentes externos como el viento, el agua o simplemente la gravedad, *“Los suelos residuales desarrollan una distribución determinada de tamaño del tejido, estructura de grano y de partículas in situ, lo que puede hacer que fundamentalmente sean diferentes a los suelos transportados.”* (Blight & Leong, 2012).

La cohesión es un parámetro importante para determinar el comportamiento en los suelos residuales, en muchos casos la cohesión es debida a la cementación de productos precipitados (Diaz, 1998), la cohesión generalmente no es un parámetro continuo en el suelo, sino que va desapareciendo a medida que las fuerzas de tensión o de presión de poros aparecen.

Para la determinación del ángulo de fricción de un suelo residual se han realizado ensayos donde los resultados encontrados presentan variaciones hasta de  $10^\circ$  en un mismo material *“Esta realidad dificulta la evaluación del comportamiento de los suelos residuales utilizando los modelos de la mecánica de suelos tradicional”* (Diaz, 1998)

Para la caracterización de un suelo residual, se deben tener en cuenta muchos factores para poder lograr un diagnóstico más exacto, y depende directamente del ingeniero o geólogo que realice la observación del entorno con detalle para analizar los diferentes elementos y lograr un resultado confiable. Algunas características y procedimientos para este análisis se pueden observar en la Tabla 1.

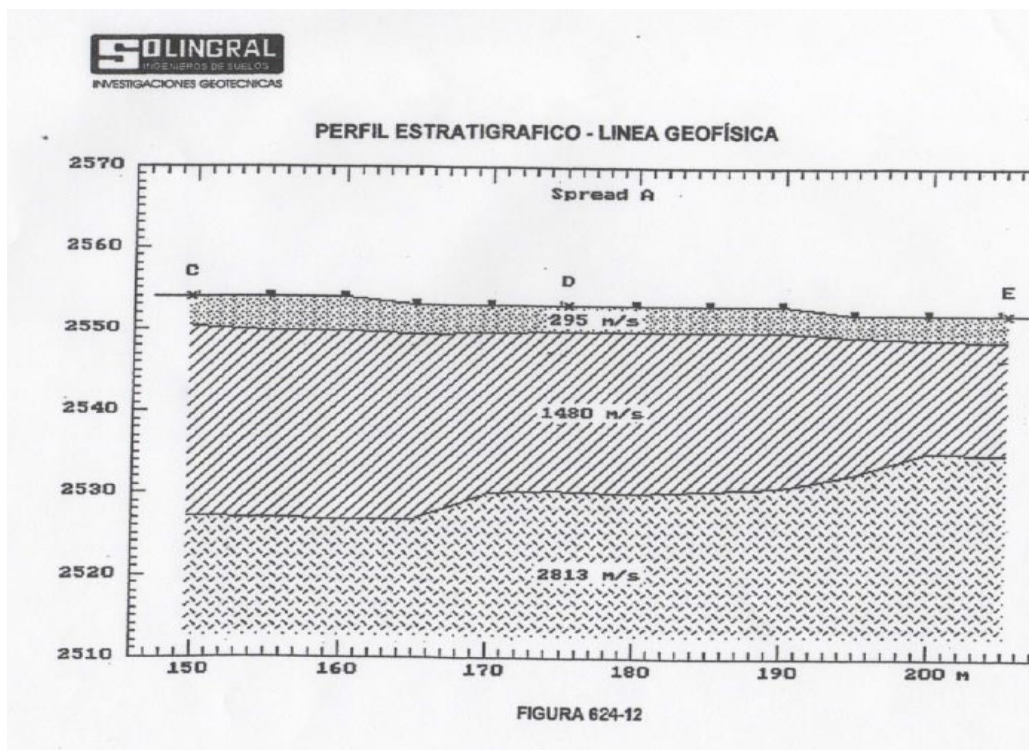
**Tabla 1 Caracterización de un suelo residual**

Elemento	Factores a caracterizar	Procedimiento
Medio ambiente externo	Topografía, régimen de lluvias, humedad ambiental, temperatura, vegetación, sísmica, factores antrópicos.	Mediciones topográficas, hidrológicas, caracterización de cobertura vegetal, índice climático.
Litología	Tipo de roca, minerales presentes, discontinuidades y microestructura de la roca original	Caracterización geológica de los afloramientos de roca sana, secciones delgadas, micropetrografía.
Estado de meteorización	Proceso de desintegración física y descomposición química, grado de meteorización	Ensayo de arenosidad, martillo de Schmidt, índice micropetrográfico, ensayos de penetración
Mineralogía	Minerales resultantes del proceso de meteorización, tipos y % de arcilla, sesquioxidos.	Análisis termogravimétrico, escaneado con electromicroscopio, microscopio óptico, difracción de rayos X.
Microestructura	Textura, arreglo de partículas, ensamble, fábrica matriz, tamaño de granos, terrones, sistema de soporte, cementación entre partículas, alteración o remoldeo, anisotropía.	Análisis al microscopio y electromicroscopio.
Estructura	Discontinuidades heredadas, juntas, diaclasas, foliaciones, estratificación, fallas, intrusiones, separación, continuidad, relleno y propiedades de las discontinuidades.	Análisis visual de apiques, sondeos y afloramientos de suelo residual, microscopio óptico.
Propiedades mecánicas	Resistencia a la cortante, cohesión y ángulo de fricción de la masa de suelo y de las discontinuidades, envolventes de falla, relación de vacíos, permeabilidad, dispersividad, factores que afectan estas propiedades.	Ensayos de campo y de laboratorio, resistencia al cortante, permeabilidad, peso unitario, relación de vacíos, porosidad, dispersividad.
Régimen de aguas subterráneas	Humedad, grado de saturación, succión, posibilidad de aumento rápido de humedad, avance del frente húmedo, régimen interno de agua permanente y ocasional.	Ensayos de humedad, succión, velocidad de avance del frente húmedo, redes de movimiento de agua permanente y por acción de lluvias.
Clasificación del suelo residual	Definición de la unidad de suelo, grupo y subgrupo, utilizando todos los elementos anteriores.	Sistema FAO, Sistema de Wesley, Nombre especial del suelo
Caracterización del perfil	Definición de las características del perfil, profundidad del perfil.	Clasificación por el método de Hong Kong (grados I a VI)
Superficies preferenciales de falla	Superficie de falla, tipo de falla.	Análisis geotécnico, incluyendo agua, sismo, etc.

Fuente: Creación propia, tomado de: (Diaz, 1998)

### 1.3.2.2 Geología regional

La Universidad EIA (Sede Las Palmas) se encuentra ubicada en una zona de suelos residuales derivados de rocas anfibólicas cubiertos por capas de ceniza volcánica y depósitos lacustres. En esta zona se realizó un estudio de refracción sísmica por parte de Solingral S.A (Figura 3),



**Figura 3 Línea Geofísica**

Fuente: Solingral S.A

Y se observó que la velocidad promedio de onda en la capa superficial fue de 295 m/seg, que corresponde a una clasificación de suelo rígido según (NSR-10, 2010), 4 m más abajo fue de 1480 m/sg un estrato más duro clasificado como roca de rigidez media, algo incoherente ya que según (Valdés Giraldo, 2013) el estrato “blando” tiene un espesor de aproximadamente 10 m por lo que se puede predecir que el suelo se encontraba saturado, haciendo que la onda cortante viajara por las partículas de agua presentes en los espacios vacíos del suelo.

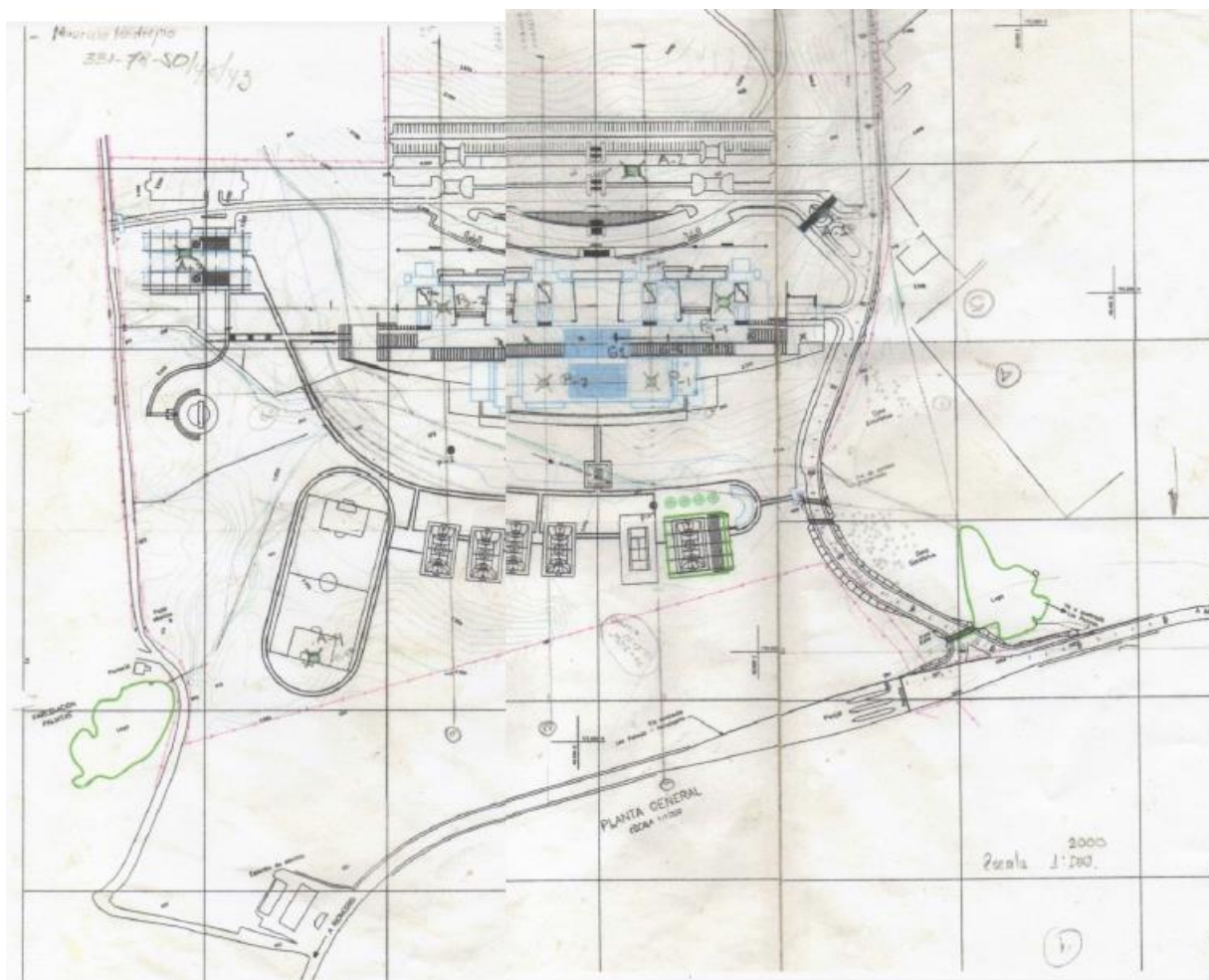
En la capa más profunda el resultado fue de 2813 m/sg un perfil de roca competente que se encuentra a más de 20 m de profundidad.

**Tabla 2 Clasificación de los perfiles de suelo**

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$\bar{v}_s \geq 1500 \text{ m/s}$
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > \bar{v}_s \geq 760 \text{ m/s}$
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > \bar{v}_s \geq 360 \text{ m/s}$
	perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$\bar{N} \geq 50$ , o $\bar{\sigma}_u \geq 100 \text{ kPa } (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2)$
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > \bar{v}_s \geq 180 \text{ m/s}$
	perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > \bar{N} \geq 15$ , o $100 \text{ kPa } (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2) > \bar{\sigma}_u \geq 50 \text{ kPa } (\approx 0.5 \text{ kgf/cm}^2)$
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$180 \text{ m/s} > \bar{v}_s$
	perfil que contenga un espesor total $H$ mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $50 \text{ kPa } (\approx 0.50 \text{ kgf/cm}^2) > \bar{\sigma}_u$
F	<p>Los perfiles de suelo tipo <b>F</b> requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista de acuerdo con el procedimiento de A.2.10. Se contemplan las siguientes subclases:</p> <p><b>F<sub>1</sub></b> — Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como: suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.</p> <p><b>F<sub>2</sub></b> — Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (<math>H &gt; 3 \text{ m}</math> para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).</p> <p><b>F<sub>3</sub></b> — Arcillas de muy alta plasticidad (<math>H &gt; 7.5 \text{ m}</math> con Índice de Plasticidad <math>IP &gt; 75</math>)</p> <p><b>F<sub>4</sub></b> — Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (<math>H &gt; 36 \text{ m}</math>)</p>	

Fuente: (NSR-10, 2010)

A continuación se muestra uno de los apiques realizados por Solingral S.A y el plano de exploración.



**Figura 4**      **Plano de exploración campus EIA sede las palmas**  
Fuente: Solingral S.A



CLIENTE:	ESCUELA DE INGENIERIA DE ANTIOQUIA
PROYECTO:	ESCUELA DE INGENIERIA DE ANTIOQUIA SEDE LAS PALMAS
APIQUE:	A-2
DIRECCION:	ALTO DE LAS PALMAS

Prof. (m)	Litología	Alm. bot.	Descripción	Humedad (%)	Densidad seca ( $\text{MN/m}^3$ )	Qc ( $\text{MPa}$ )	L.L. (%)	U.P. (%)	Clasificación U.S.C.S.
0			CAPA VEGETAL						
			LIMO ARCILLOSO De color gris claro con raíces. Humedad alta.						
1			ARCILLA LIMOSA De color gris claro con motas grises oscuras y amarillas. Contiene fragmentos de plagioclasas.						
2									
3				35.1	11.32	81	60	26	MH
4									
5									

FIG. No. 924-04

**Figura 5      Apique 2**  
Fuente: Solingral S.A

### 1.3.2.3 Pilas o Pilotes Metálicos

Según la publicación de “El Acero hoy” en su tercera edición del “Manual de pilotes metálicos” 2008 de la colección del uso [MJER2]del acero de Gerdau Açosminas, en algunos países como México y Brasil, los pilotes metálicos son comúnmente utilizados en la construcción industrial, en edificios de varios pisos, puentes, viaductos y en torres de transmisión. Su utilización tiene varias ventajas como la resistencia del acero, bajo nivel de vibración en el hincado, alta resistencia a la tracción y facilidad en el corte o empalme del pilote para llegar a la cota deseada.

Un punto muy importante a la hora de hablar del acero como material para cimentaciones es la corrosión, estar expuesto constantemente a ambientes tan agresivos y contaminados puede causar daños considerables a la estructura, pero este material se ha utilizado en todo el mundo desde hace más de 120 años y ha superado todas las expectativas, y hasta el momento no hay ningún caso donde se hable sobre la reducción de la capacidad estructural de la cimentación causada por la corrosión en los pilotes, lo que da un buen punto de partida para la utilización de este material para elementos de fundación.

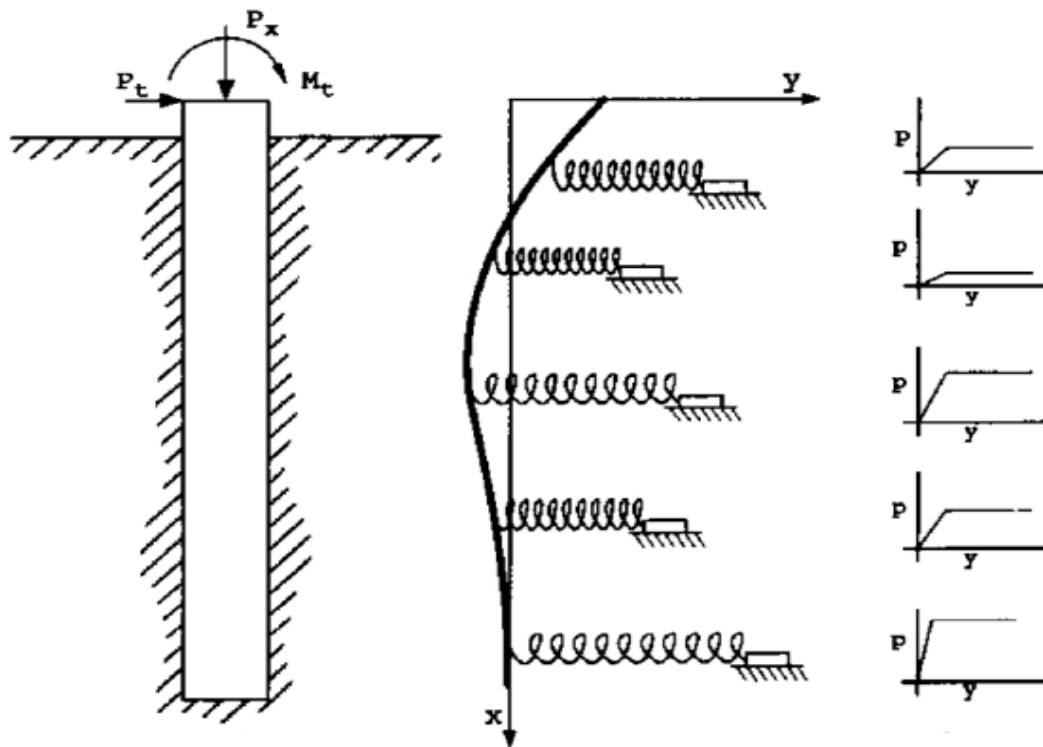
*“Los pilotes de acero enterrados en el suelo presentan enorme durabilidad debido a la baja concentración y difusión del oxígeno en los suelos naturales. Así, el control del proceso de corrosión es resultado del transporte de masa (del oxígeno) hasta la superficie metálica, limitando el proceso de reducción catódica. Varios de los más importantes códigos normativos internacionales consideran que la corrosión de pilotes, en suelos naturales, es muy pequeña o inexistente: el código norteamericano no prescribe sobre-espesor; el Eurocode utiliza una tabla indicando el sobre-espesor a ser aplicado, que es función de las características del suelo y de la vida útil establecida en el proyecto de las cimentaciones.”* (Pannoni, 2009)

Para el diseño de fundaciones profundas es necesario tener conocimiento de las condiciones y parámetros del suelo tales como, cargas aplicadas, tipo de estructura a fundar, cohesión del suelo, esfuerzo vertical efectivo, coeficiente de presión de tierras, entre otros. Es recomendable realizar estudios previos para encontrar las características del suelo del lugar y poder obtener parámetros fundamentales como, parámetros de resistencia y de caracterización, por medio de los cuales se realizará el diseño final de la fundación. Este diseño arrojará como resultado la capacidad de carga soportada por la pila, la cual debe compararse con la capacidad última del suelo para verificar que este sí soporte las cargas transmitidas por el elemento. Para el diseño de una pila en condiciones de cargas laterales se requiere resolver ecuaciones diferenciales no lineales, aunque existen relaciones lineales para la solución de pilas individuales pero tienen un valor limitado. La resistencia del suelo depende directamente de la deflexión de la pila, y esta es relevante para resolver las ecuaciones, por lo que es necesario realizar métodos iterativos para llegar a una solución, las ecuaciones que se deben resolver para encontrar el comportamiento de la pila están directamente asociadas con el uso final que se le dará a la fundación (Reese & Van Impe, 2001). En el uso normal de las pilas existen dos diferentes tipos, que pueden ser clasificadas como pilas activas o pasivas, esta clasificación se refiere a cómo la carga esta aplicada en ellas, donde activa quiere decir aplicación principalmente en su parte superior (que vienen de las cargas verticales normales) y pasiva se debe a una carga aplicada linealmente a lo largo de toda su longitud debido a la presión que hace el suelo

sobre ella, de esta clasificación surge la metodología para la cual debe ser diseñada cada pila y su utilización.

#### 1.3.2.4 Método de aproximación del módulo de reacción

Para el diseño de pilas bajo cargas laterales se debe tener en cuenta un parámetro que es el principal de todos ya que es el que mide la resistencia del suelo debido a la deformación de la pila, este parámetro es conocido como módulo de reacción (K), y es la resistencia del suelo en un punto de la pila sobre la deformación en ese punto, está en función de la profundidad Z y la deformación Y, este módulo puede ser obtenido de la curva p-y con la pendiente de la secante a dicha curva. La aproximación del módulo de reacción es un método que se utiliza para el diseño de pilas bajo cargas laterales, este contempla el suelo como una serie de resortes linealmente elásticos.



**Figura 6 Suelo como una serie de resortes elásticos**

Fuente: (Das, 2001)

El método de la curva p-y o aproximación del módulo de reacción tiene como variables principales la fuerza de contacto entre el suelo y la estructura (P) y la deformación que produce dicha fuerza (Y): (Reese & Van Impe, 2001)

$$K = \frac{P}{Y}$$

**Ecuación 1 Módulo de reacción**

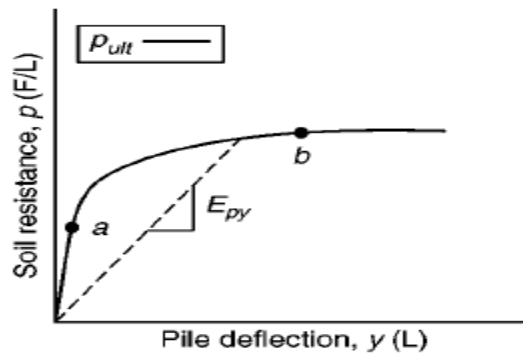
Si para este método se aplica la teoría de la deformación elástica de una viga con una rigidez  $K$  se puede obtener la ecuación que muestra la deflexión de la pila sobre una profundidad  $Z$  y sin tener una carga axial aplicada:

$$EI \frac{d^4 Y}{dz^4} + K(z, y)y = 0$$

## Ecuación 2 Evaluación del módulo de reacción con deformaciones elástica

Donde  $EI$  se refiere a la rigidez de la pila. (Reese & Van Impe, 2001)

Como el suelo realmente no se comporta de una manera lineal ni homogénea se requiere resolver esta ecuación con métodos diferentes a los tradicionales (Método de (Broms, 1964), Método de (Hansen, 1961), ambos métodos basados en la teoría de presión de tierras) y adicionar la resistencia última del suelo. Estas curvas  $p$ - $y$  varían con el tipo de suelo y pueden ser obtenidas mediante el uso de ensayos a escala de pilas debidamente instrumentadas, como lo es el objeto de este trabajo. Se han presentado diferentes curvas que representan el comportamiento del suelo para varios tipos de materiales, para suelos cohesivos la curva está definida en función de la deformación con una carga equivalente al 50% de la resistencia a la compresión del suelo donde se observa que cada que la deformación aumenta el módulo de elasticidad disminuye, en cambio en suelos no cohesivos estas curvas dependen del confinamiento del suelo, ya que al carecer de cohesión el análisis cambia y las deformaciones tomaran un resultado distinto, la profundidad del suelo y la rigidez son directamente proporcionales, al aumentar, la resistencia última es mayor, aunque la deformación sea la misma en la curva.



**Figura 7 Curva p-y típica**

Fuente: (Reese & Van Impe, 2001)

Para evaluar el módulo de reacción se han presentado varias formulaciones para lograr una aproximación de este parámetro del suelo, algunas de ellas son:

$$Kh = 0.65 \sqrt[12]{\frac{EsD^4}{Eplp}} \frac{Es}{1 - \mu_s^2}$$

**Ecuación 3 Vesic 1961**

$$Kh = \frac{2Es}{3d}$$

**Ecuación 4 Código europeo CSN 71 1004 para suelos cohesivos**

$$Kh = \frac{1,67 E_{50}}{d}$$

**Ecuación 5 Broms 1946**

$$Kh = \frac{(80 - 320)Cu}{d}$$

**Ecuación 6 Skempton**

$$Kh = \frac{67 Cu}{d}$$

**Ecuación 7 Davidson 1970**

Para darle una solución por métodos aproximados a la ecuación diferencial se asume que no hay cargas axiales aplicadas en la pila, y que la rigidez del suelo es constante con la profundidad, de esta manera se obtiene una forma reducida de la ecuación según (Hetenyi, 1946):

$$\frac{d^4 Y}{dz^4} + 4\beta^4 y = 0$$

**Ecuación 8 Forma reducida**

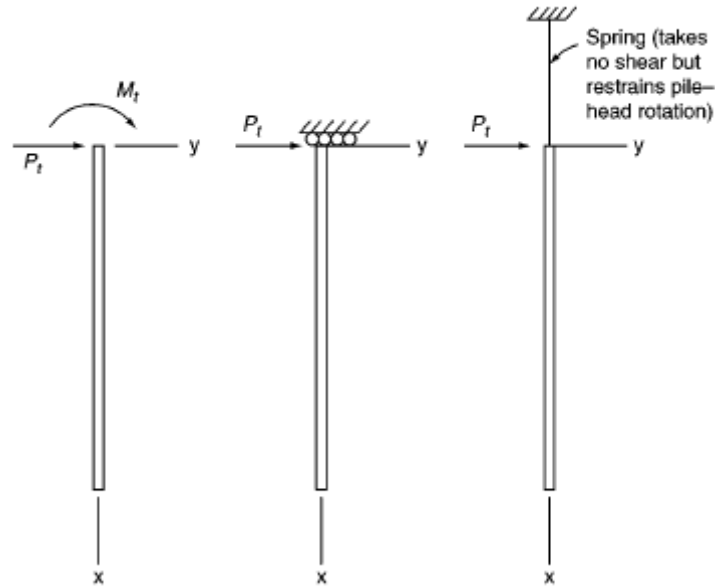
Con  $\beta^4 = \frac{\alpha}{4Ep Ip}$  Ep= Módulo de elasticidad de la pila, Ip= Inercia de la pila

De esta manera, la solución a esta ecuación puede ser directamente escrita de la siguiente manera:

$$e^{\beta X}(X1 \cos \beta X + X2 \sin \beta X) + e^{-\beta X}(X3 \cos \beta X + X4 \sin \beta X)$$

**Ecuación 9 Solución de la ecuación diferencial**

Los valores de X1, X2, X3 y X4 dependen de las condiciones de borde a las cuales este sometida la pila, adicionalmente (Reese & Van Impe, 2001) dicen que los valores de X1 y X2 se pueden aproximar a cero ya que el término  $e^{\beta X}$  se va volviendo grande a medida que X va creciendo, siendo X la profundidad de la pila. Las condiciones de borde posibles son las siguientes:



**Figura 8 Condiciones de borde para la pila**

Fuente: (Reese & Van Impe, 2001)

Para el caso de este trabajo las condiciones de borde que se tendrán en cuenta será el primer caso que se observa en la Figura 8, donde el momento  $M_t$  es cero y solo se aplicara la carga lateral  $P_t$ .

Esta condición de borde se puede representar de la siguiente manera:

En  $z=0$ ,  $\frac{d^2Y}{dz^2} = \frac{M_t}{E_p I_p}$  y  $\frac{d^3Y}{dz^3} = \frac{P_t}{E_p I_p}$ , con esto se puede obtener  $X_3$  y  $X_4$ :

$$X_4 = \frac{-M_t}{2 E_p I_p \beta^2}$$

**Ecuación 10**

$$X_3 + X_4 = \frac{P_t}{2 E_p I_p \beta^2}$$

**Ecuación 11**

Así se pueden obtener las expresiones para calcular el comportamiento teórico de la pila bajo carga lateral:

$$y = \frac{2 P_t \beta}{\alpha} C_1 + \frac{M_t}{2 E_p I_p \beta^2} B_1$$

### Ecuación 12 Desplazamiento lateral de la pila

$$M = \frac{Pt}{\beta} D1 + Mt A1$$

### Ecuación 13 Momentos en la pila

$$V = Pt B1 - 2Mt \beta D1$$

### Ecuación 14 Cortantes en la pila

$$p = -2Pt \beta C1 - 2Mt \beta^2 B1$$

### Ecuación 15 Reacción del suelo

Donde los factores A1, B1, C1 y D1 son:

$$A1 = e^{-\beta X} (\cos \beta X + \sin \beta X)$$

$$B1 = e^{-\beta X} (\cos \beta X - \sin \beta X)$$

$$C1 = e^{-\beta X} (\cos \beta X)$$

$$D1 = e^{-\beta X} (\sin \beta X)$$

Para suelos residuales (Con cohesión y fricción) su comportamiento cambia ya que están trabajando bajo el comportamiento controlado por fricción y cohesión, “Es evidente que el comportamiento de los suelos residuales está gobernado por los enlaces formados entre partículas durante el proceso de oxidación, estos enlaces generan una especie de cementación que involucra una cohesión aparente para la cuantificación de la carga última.” (Uribe Santa, 2012). ~~Debido a que en~~En nuestro entorno local se manifiesta la presencia de suelos residuales la mayoría de veces, debido a la geología regional y la meteorización en sitio del material, por esto es importante [MJER3]conocer su comportamiento para el diseño de fundaciones, y comprender sus componentes friccionantes y cohesivas.

Para poder entender el comportamiento de la pila es importante tener en cuenta la naturaleza de la carga, y como está aplicada, y también el tipo de suelo en el que se encuentra, para las pilas llamadas activas se pueden dar algunas clasificaciones para identificar su comportamiento, estos pueden ser debido a carga estática, donde las curvas presentan resultados que analíticamente pueden ser utilizados para encontrar expresiones que relacionan algunas partes de la curva. También pueden estar con cargas cíclicas donde este efecto puede hacer que la resistencia comparada con la carga estática puede verse afectada más rápidamente debido al impacto que genera la fatiga. Con carga sostenida es probable que no tenga efectos en arcillas sobre-consolidadas y suelos granulares ya que la resistencia al cambio no va a ser tan significativa. Las pilas con carga dinámica tienen un efecto que puede ser crítico, al estar sometidas a estas cargas por algún evento externo se puede producir licuefacción, efecto donde el suelo por acción de las cargas puede generar

cambios de estado de sólido a líquido y tener un fenómeno que llega a ser muy destructivo. Todos estos comportamientos pueden ser analizados gracias a la utilización de las curvas p-y y obtener generalidades que representen el comportamiento del suelo.

Para modelar estos análisis de una pila sencilla cargada lateralmente existen algunos métodos donde se considera el suelo y la pila por aparte estos métodos son:

- Análisis del suelo elástico y pila elástica
- Análisis de elementos finitos para el suelo y pila elástica
- Análisis de suelo plástico y pila rígida
- Método de carga característica
- Modelo de p-y para el suelo y análisis no lineal para la pila.

En cada modelo se presentan una serie de soluciones por diferentes métodos donde se tiene en cuenta las características del suelo en diferentes condiciones y suposiciones para el comportamiento de la pila.

Para el cálculo de la capacidad última del suelo se utilizara el método Beta (Das, 2001) para la capacidad por fricción, y el método de (Meyerhof, 1970) para la capacidad por punta de la pila, ambos se explican a continuación.

#### 1.3.2.5 Método Alpha

El método alpha se utiliza para encontrar la resistencia última por fricción en pilas, en suelos arcillosos, se utilizará este método ya que es uno de los que se utiliza actualmente en el medio y no requiere tener el ángulo de fricción residual del suelo.[MJER4]:

$$Q_s = \sum f_p \Delta L \quad f = \alpha C_u$$

#### Ecuación 16 Capacidad última de carga por fricción (Das, 2001)

Donde:

$\alpha = C \left( \frac{\sigma'_0}{C_u} \right)^{0.45}$  Con  $C \approx 0.4$  a  $0.5$  para pilotes perforados y  $\sigma'_0$  = Esfuerzo vertical promedio

$p$  = Perímetro de la pila

$C_u$  = Cohesión no drenada del suelo

$\Delta L$  = Delta de longitud de pila a analizar

#### 1.3.2.6 Método de Meyerhof

Para pilas en condiciones de suelo no drenadas ( $\Phi=0$ ), la carga última neta está dada por:



$$Q_p = N_c C_u A_p$$

**Ecuación 17 Capacidad última de carga por punta en arcillas (Das, 2001)**

Donde:

$C_u$  = Cohesión no drenada del suelo debajo de la punta de la pila

$A_p$  = Área transversal de la pila

$N_c$  = Factor de capacidad de carga que depende del ángulo de fricción. Se toma de la siguiente ~~tabla~~ tabla:

**Tabla 3 Factores de capacidad de carga**

$\phi'$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma^a$	$\phi'$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma^a$
0	5.70	1.00	0.00	26	27.09	14.21	9.84
1	6.00	1.10	0.01	27	29.24	15.90	11.60
2	6.30	1.22	0.04	28	31.61	17.81	13.70
3	6.62	1.35	0.06	29	34.24	19.98	16.18
4	6.97	1.49	0.10	30	37.16	22.46	19.13
5	7.34	1.64	0.14	31	40.41	25.28	22.65
6	7.73	1.81	0.20	32	44.04	28.52	26.87
7	8.15	2.00	0.27	33	48.09	32.23	31.94
8	8.60	2.21	0.35	34	52.64	36.50	38.04
9	9.09	2.44	0.44	35	57.75	41.44	45.41
10	9.61	2.69	0.56	36	63.53	47.16	54.36
11	10.16	2.98	0.69	37	70.01	53.80	65.27
12	10.76	3.29	0.85	38	77.50	61.55	78.61
13	11.41	3.63	1.04	39	85.97	70.61	95.03
14	12.11	4.02	1.26	40	95.66	81.27	115.31
15	12.86	4.45	1.52	41	106.81	93.85	140.51
16	13.68	4.92	1.82	42	119.67	108.75	171.99
17	14.60	5.45	2.18	43	134.58	126.50	211.56
18	15.12	6.04	2.59	44	151.95	147.74	261.60
19	16.56	6.70	3.07	45	172.28	173.28	325.34
20	17.69	7.44	3.64	46	196.22	204.19	407.11
21	18.92	8.26	4.31	47	224.55	241.80	512.84
22	20.27	9.19	5.09	48	258.28	287.85	650.67
23	21.75	10.23	6.00	49	298.71	344.63	831.99
24	23.36	11.40	7.08	50	347.50	415.14	1072.80
25	25.13	12.72	8.34				

Fuente: (Das, 2001)

### 1.3.2.7 Método de Vesic para el cálculo de asentamientos elásticos en pilas.

Vesic(~~Vesic, 1970~~)<sup>[MJER5]</sup> Dice que para el cálculo de asentamientos en fundaciones profundas se debe tener en cuenta 3 asentamientos como se explica en la siguiente formulación (Vesic, 1970):

$$S = S1 + S2 + S3$$

#### Ecuación 18 Cálculo de asentamientos en fundaciones profundas

Donde:

S: Asentamiento total.

S1: Asentamiento elástico de la pila.

S2: Asentamiento de la pila causado por la carga en la punta.

S3: Asentamiento de la pila causada por la carga transmitida a lo largo del fuste de la pila.

S1 se calcula de la siguiente manera:

$$S1 = \frac{(Q_{wp} + \varepsilon Q_{ws})L}{A_p E_p}$$

#### Ecuación 19 Asentamiento elástico de la pila

Donde:

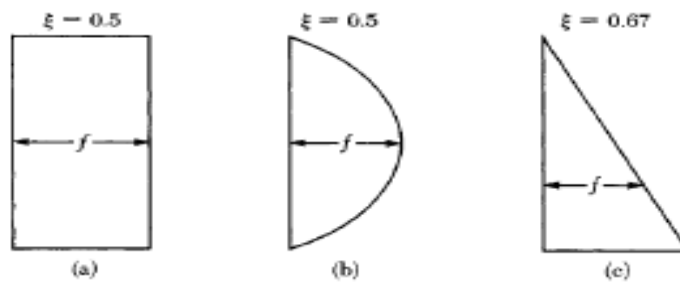
Q<sub>wp</sub>: Carga en la punta de la pila bajo condición de carga de trabajo

Q<sub>ws</sub>: Carga por resistencia de fricción (superficial) bajo condición de carga de trabajo

A<sub>p</sub>: Área de la sección transversal de la pila

L: Longitud del pilote

E<sub>p</sub>: Módulo de elasticidad del material de la pila



**Figura 9** Distribución de esfuerzos sobre la pila,  
Fuente: (Das, 2001)

$\xi$ : Distribución de esfuerzos sobre la pila, se toma el valor dependiendo de la forma como se distribuye en el suelo.

$$S2 = \frac{q_{wp}D}{E_s}(1 - \mu_s^2)I_{wp}$$

**Ecuación 20 Asentamiento de la pila causado por la carga en la punta**

Donde:

D: Ancho o diámetro de la pila

$q_{wp}$ : Carga puntual por área unitaria en la punta del pilote =  $\frac{Q_{wp}}{A_p}$

$E_s$ : Módulo de elasticidad del suelo bajo la punta de la pila

$\mu_s$ : Relación de poisson del suelo ( $\approx 0.45$ )

$I_{wp}$ : Factor de influencia  $\approx 0.85$

$$S3 = \left(\frac{Q_{ws}}{pL}\right) \frac{D}{E_s}(1 - \mu_s^2)I_{ws}$$

**Ecuación 21 Asentamiento causado por la carga transmitida a lo largo del fuste**

Donde:

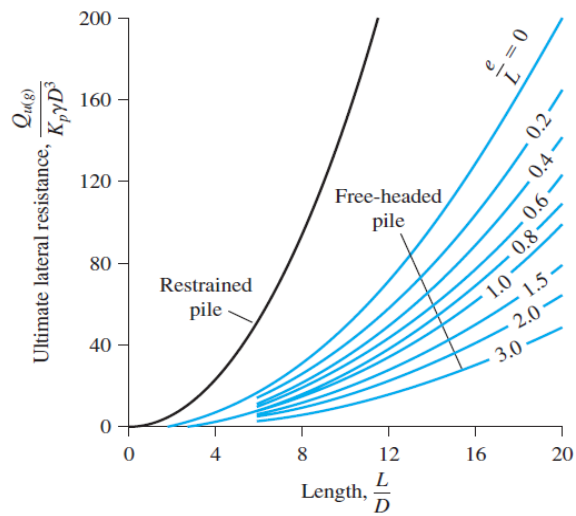
P: Perímetro de la pila

L: Longitud empotrada de la pila

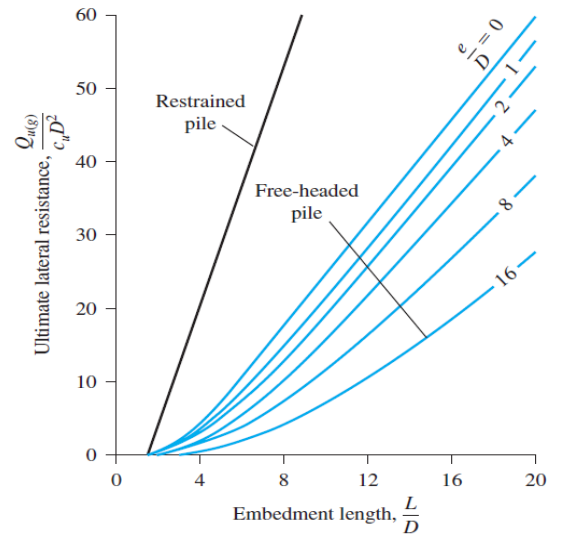
$I_{ws}$ : Factor de influencia =  $2 + 0.35\sqrt{\frac{L}{D}}$

**1.3.2.8 Método de Broms para análisis de carga última**

Para pilas cargadas lateralmente se desarrolló un método que permite dar una respuesta simplificada sobre la resistencia lateral última basándose en la falla cortante del suelo y la flexión de la pila, en las siguientes gráficas se puede observar la solución para pilas en arenas (Figura 11) y para pilas en arcillas (Figura 10).

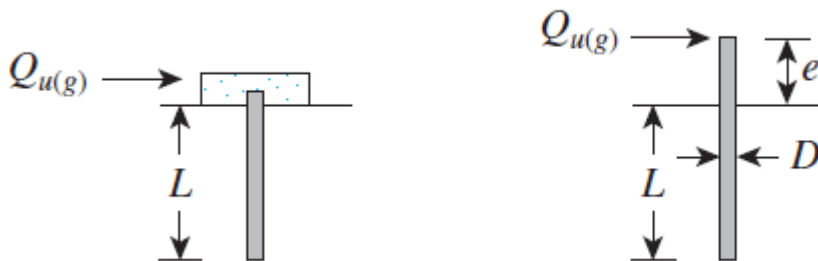


**Figura 11 Resistencia última para pilas en arenas**  
Fuente (Das, 2001)



**Figura 10 Resistencia última para pilas en arcillas**  
Fuente: (Das, 2001)

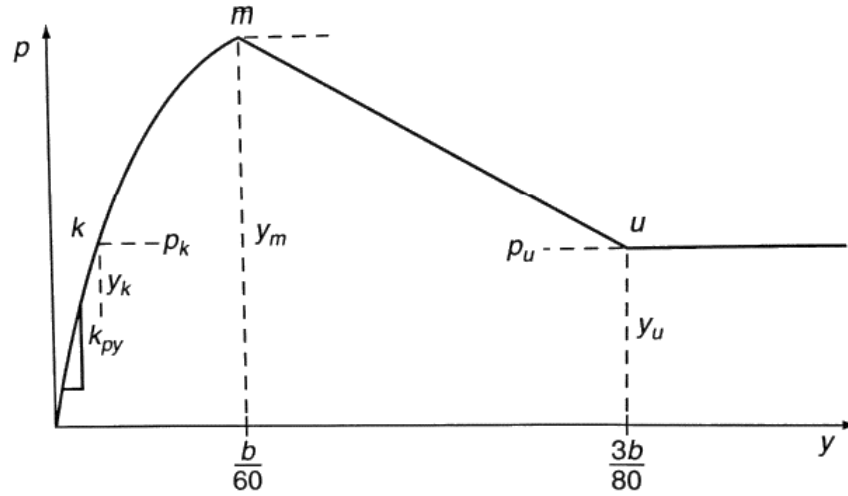
Donde e, D, y L se observan a continuación:



**Figura 12 Variables geométricas en pilas restringidas y pilas libres de cabeza.**  
Fuente: (Das, 2001)

### 1.3.2.9 Curvas P-Y para suelos con ángulo de fricción y cohesión

Siguiendo la metodología propuesta por (Reese & Van Impe, 2001), se pueden obtener las curvas p-y teóricas para suelos con cohesión y fricción, obteniendo una aproximación de cómo sería el comportamiento del suelo ante cargas estáticas considerando ambos parámetros. En la Figura 13 se puede observar una curva p-y característica realizada con esta metodología.



**Figura 13 Curva p-y característica para suelos cohesivos y friccionantes**  
Fuente: (Reese & Van Impe, 2001)

Se deben hallar los 3 puntos k, m y u con los cuales se conformara la curva. Primero se establecen los puntos  $y_u=3b/80$  y  $y_m=b/60$ , siendo b el diámetro de la pila. Luego se halla la carga última,  $p_{ult} = \bar{A}_s p_{ult\phi} + p_{ultc}$  y la carga en el punto máximo  $p_m = B_s p_s$ , los valores de los coeficientes  $A_s$  y  $B_s$  se calculan con la Figura 14, y las cargas P de la siguiente manera:

Se toma el menor de las siguientes:

$$P_{ult\phi} = \gamma z \left[ \frac{K_o \tan \phi \sin \beta}{\tan(\beta - \phi) \cos \alpha} + \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \phi)} (b + z \tan \beta \tan \alpha) \right] + \gamma z [K_o z \tan \beta (\tan \phi \sin \beta - \tan \alpha) - K_a b]$$

$$P_{ult\phi} = K_a b \gamma z (\tan^8 \beta - 1) + K_o b \gamma z \tan \phi \tan^4 \beta$$

Y el menor de estas:

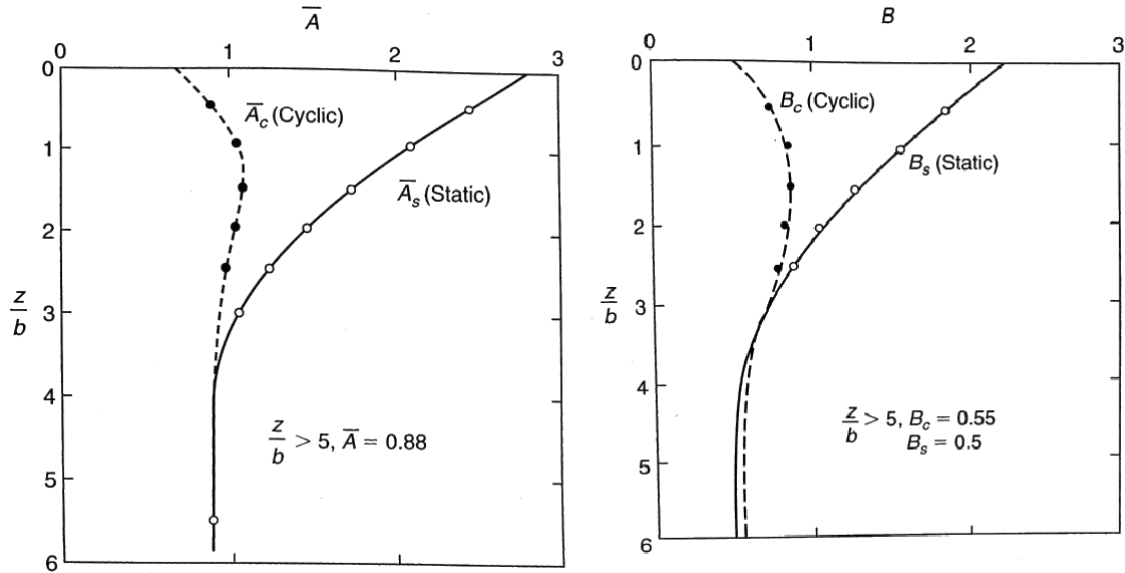
$$p_{ultc} = \left( 3 + \frac{\gamma}{cu} z + \frac{J}{b} z \right) cu b$$

$$p_{ultc} = 9cu b$$

Y  $P_s$ , el menor de estos dos resultados:

$$P_{st} = \gamma z \left[ \frac{K_o z \tan \phi \sin \beta}{\tan(\beta - \phi) \cos \alpha} + \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \phi)} (b + z \tan \beta \tan \alpha) + K_o z \tan \beta (\tan \phi \sin \beta - \tan \alpha) - K_a b \right]$$

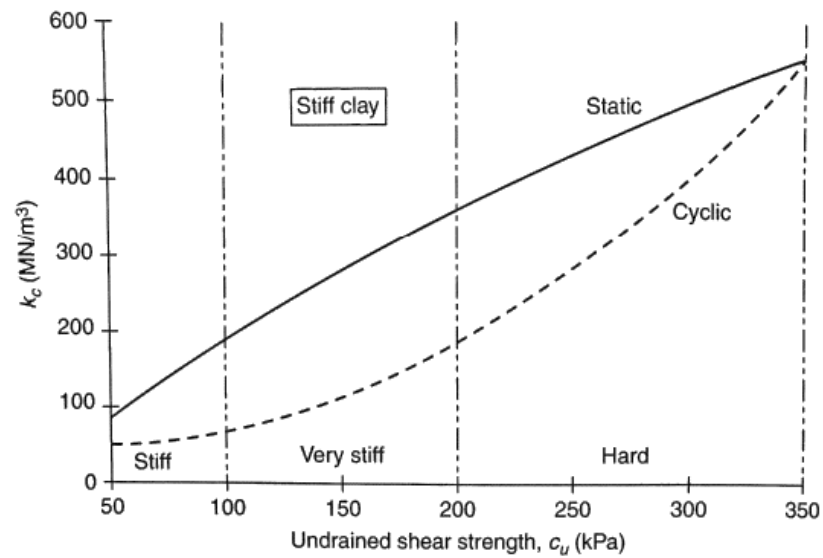
$$P_{sd} = K_a b \gamma z (\tan^8 \beta - 1) + K_o b \gamma z \tan \phi \tan^4 \beta$$



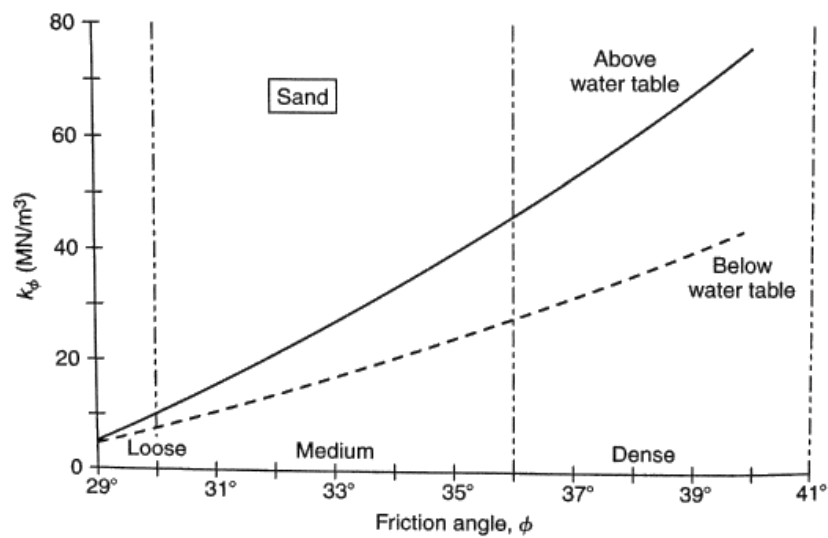
**Figura 14 Coeficientes  $A_s$  y  $B_s$**

Fuente: (Reese & Van Impe, 2001)

Se establece la línea inicial de la curva como  $p = (k_{py}z)y$ , donde  $k_{py} = k_c + k_\phi$ , y estos se toman de la Figura 15 y Figura 16 respectivamente.



**Figura 15 Valores de Kc para arcillas**  
Fuente: (Reese & Van Impe, 2001)



**Figura 16 Valores de k\_phi para arenas**  
Fuente: (Reese & Van Impe, 2001)

Por último la parábola que une los puntos k y m se grafica de la siguiente manera:

$$p = \bar{c}y^{1/n} \text{ Con pendiente } m = \frac{p_{ult} - p_m}{y_u - y_m}$$

Donde:



$$n = \frac{p_m}{my_m}$$

$$\bar{C} = \frac{p_m}{y_m^{1/n}}$$

Y “y” es la deformación del suelo.

### 1.3.2.10 Límite de presión lateral en suelos cohesivos

Para hallar la presión límite que un suelo puede resistir ante la aplicación de una carga lateral por cualquier efecto (Reese L. C., 1958) y (Matlock, 1970) propusieron tomar este límite para profundidades cortas como:

$$P_u = 2C_u + \sigma'v + \alpha C_u \frac{Z}{d}$$

#### Ecuación 22 Presión límite a profundidades cortas

Donde:

$C_u$ : Cohesión no drenada

$\sigma'v$ = Esfuerzo vertical

$\alpha$ = Randolph y Houlsby (1984) sugieren tomar este valor como 1.5

$Z$ = Profundidad

$d$ = Diámetro de la pila

### 1.3.2.11 Ensayos de laboratorio para caracterizar las muestras de suelo residual

#### 1.3.2.11.1 Determinación del contenido de humedad del suelo (INV E – 122 - 07)

Para el cálculo del contenido de humedad del suelo, se tomará como referencia la normal del INVIAS E-122-07 que tiene como objetivo determinar el contenido de agua del suelo, roca o mezclas de ellos que se denominara como “material”.

Para determinar el contenido de agua en el material se debe conocer la masa de agua que fue removida en un proceso de secado que puede ser rápido (Horno microondas) o con una mayor duración (Hornos a altas temperaturas) teniendo precaución con materiales que puedan contaminar el material. Se debe llevar el material de prueba a un peso constante mediante el calentamiento de un horno a una temperatura controlada de 110° +/- 5° C. El contenido de humedad se puede calcular finalmente con la relación de la masa de agua en la muestra cuando estaba húmeda y la masa de la muestra ya seca.

$$w = \frac{W1 - W2}{W2 - Wc} \times 100$$

**Ecuación 23 Cálculo del contenido de humedad (INV E-122-07)**

Donde:

W: Contenido de agua (%)

W1: Masa del recipiente y suelo húmedo (gf) [MJER6]

W2: Masa del recipiente y suelo seco (gf)

Wc: Masa del recipiente (gf)

**1.3.2.11.2 Determinación de los límites de consistencia de los suelos (INV. E-125-07, INV. E-126-07)**

Los límites de Atterberg o de consistencia son utilizados para la caracterización de los suelos finos basados en el concepto de que en una partícula de suelo solo pueden existir 4 estados según su humedad que son: Sólido, semi-sólido, plástico y líquido, logrando pasar por cada uno de estos agregando agua. Los puntos de transición entre cada uno de estos estados son los denominados límites de Atterberg

El límite líquido de los suelos es una propiedad importante que expresa el contenido de humedad del material en porcentaje de suelo secado en horno, en el momento que está en la transición de estado plástico a líquido.

Teniendo el contenido de humedad se prepara la curva de fluidez que relaciona el contenido de humedad vs el número de golpes en un gráfico semi-logarítmico.

El límite plástico es el momento donde existe la menor cantidad de agua posible en el suelo en la transición de semi-sólido a plástico. Y con estos dos se puede evaluar el índice de plasticidad que es la diferencia entre el límite líquido y plástico (LI-Lp) que representa el comportamiento del suelo como plástico en un rango de humedades.

$$\text{Límite plástico} = \frac{\text{Masa de agua}}{\text{Masa de suelo seco}} \times 100$$

**Ecuación 24 Cálculo de límite plástico (INV E-126-07)**

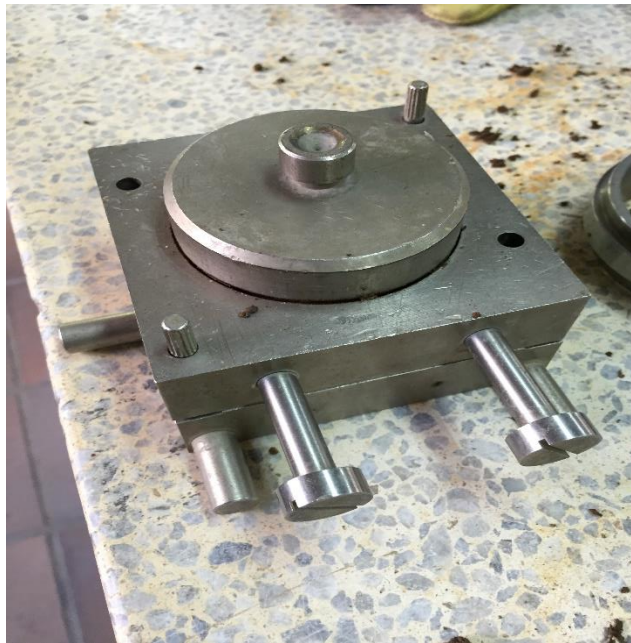
$$\text{Índice de plasticidad} = \text{Límite líquido} - \text{Límite plástico}$$

**Ecuación 25 Cálculo del índice de plasticidad (INV E-126-07)**

**1.3.2.11.3 Determinación de la resistencia al corte (No confinado, No drenado)**

Es un ensayo que se realiza de manera rápida, ya que no es necesario consolidar la muestra bajo una carga normal antes de realizar el corte lo que hace que no se disipe la presión de poros, tampoco se va a drenar la muestra durante todo el ensayo para simular las condiciones naturales en las que se encuentra la muestra en el terreno.

El ensayo consiste en tomar 3 muestras del suelo, calcular su volumen y porcentaje de humedad antes de ser fallada. Cuando se tengan estos datos se procede a montar la muestra en la caja de corte directo (ver Imagen 1) y posteriormente en la máquina (Imagen 2). Se debe aplicar una carga normal que equivale al cálculo del esfuerzo normal a la profundidad que se haya extraído la muestra para controlar y mantener las mismas condiciones naturales en las que se encontraba. Se procede a fallar la muestra mediante una fuerza de corte repitiendo 3 veces el procedimiento con fuerzas normales diferentes (mayores) para controlar el efecto de la resistencia al corte y las deformaciones. Con este ensayo se pretende encontrar los parámetros cohesión y ángulo de fricción del suelo, que son importantes para la investigación.



**Imagen 1**      **Caja de corte con la muestra en el interior**  
Fuente: Creación propia



**Imagen 2 Máquina de corte directo.**

Fuente: Creación propia

Una variable importante en el cálculo de la resistencia al corte de la muestra es el área que se debe utilizar para realizar los procedimientos matemáticos, esta área debe ser corregida debido al cambio en la sección que se presenta a medida que la muestra va fallando en su plano de corte y ésta va disminuyendo.

$$A = A_o F$$

**Ecuación 26 Área corregida para ensayo de corte directo**

Fuente: (Olson, 1989)

Donde:

$A_o$ = Área inicial de la muestra

$$F = \frac{2}{\pi} \left[ \cos^{-1} \left( \frac{\Delta h}{D} \right) - \left( \frac{\Delta h}{D} \right) \sqrt{1 - \left( \frac{\Delta h}{D} \right)^2} \right]$$

D: Diámetro de la muestra

$\Delta h$ : Deformación de la muestra

### **1.3.2.12 Condiciones generales del modelo**

Un modelo estructural es una representación física de una estructura, que generalmente se presenta en escala reducida para facilidad económica y resultados más rápidos. Se debe tener en cuenta las propiedades de los materiales a utilizar, ya que algunas veces conseguir materiales a pequeña escala puede ser complicado y su manipulación debe ser la adecuada para poder lograr una buena interpretación de los datos arrojados mediante algunas reglas de similitud tanto en cargas aplicadas (si es el caso) y en las propiedades geométricas.

Cuando se realizan modelos físicos a escala, es necesario tener en cuenta que los resultados que se puedan encontrar no son aplicables al prototipo real, ya que deben extrapolados (calculados en función de otro tipo de variable que tenga las mismas características) y se deben satisfacer dos criterios, uno de ellos es la escala geométrica, deben ser geoméricamente similares para que se pueda establecer una escala en razón del modelo a escala y el real. El otro criterio y más importante es la escala dinámica, el comportamiento debe ser similar en ambos para poder obtener resultados que puedan ser aplicables en los casos reales. El principal problema en el desarrollo de modelos a escala se encuentra en la búsqueda de la escala dinámica ya que se debe tener un enfoque apropiado de parámetros que aseguren su similitud.

Estos modelos tienen una sensibilidad alta en cuanto a sus propiedades y hay que tener especial cuidado a la hora de construirlos, ya que requiere una buena planeación y conocimiento previo de lo que se quiere realizar y el material que se va a utilizar. Procesos como cortar, ensamblar, soldar entre otros pueden afectar significativamente la recolección de datos debido a su incidencia en las propiedades mecánicas del material, que al ser en pequeña escala puede tener una afectación más alta. En este caso el metal puede ser cortado y manipulado con máquinas y herramientas estándar de un taller que puede estar al alcance de cualquier estudiante.

Los modelos estructurales pueden ser clasificados de diferentes maneras, adoptando definiciones con base en las funciones del modelo, según (Harris & Sabnis, 1999) algunas de ellas son:

**Modelo elástico:** Tiene una semejanza directa geoméricamente con el prototipo real, pero está hecho de un material elástico y homogéneo el cual no es necesario que se parezca al material del modelo real, estos modelos están netamente restringidos a trabajar en el rango elástico del material y no pueden predecir los efectos después del agrietamiento en el caso de materiales como el concreto o mampostería.

**Modelo indirecto:** El modelo indirecto es una forma modificada del elástico, que se usa únicamente para obtener diagramas de influencia para las reacciones y los esfuerzos internos resultantes.

**Modelo directo:** El modelo directo es un modelo geoméricamente similar al prototipo, donde las cargas son aplicadas de la misma manera. Los resultados obtenidos son del mismo orden de magnitud del modelo real para cada condición de carga correspondiente.

Modelo de fuerza: Este tipo de modelos también son llamados modelos de esfuerzo último o modelo replica, que es igual a un modelo directo pero fabricado con materiales similares al prototipo de tal manera que el modelo se encargara de predecir el comportamiento de todos los casos de carga hasta la falla.

Entre otros.

En este caso el modelo a realizar seria este último, ya que nuestro modelo será construido con los mismos materiales al modelo real y llevaremos todos los casos de carga hasta la falla para comparar los resultados obtenidos con los resultados de modelos reales ya realizados.

## **2 METODOLOGÍA**

### **2.1 TOMA DE MUESTRAS PARA EL LABORATORIO**

Las muestras utilizadas para realizar el proyecto serán tomadas del campus de la Universidad EIA, sede las palmas donde se tiene un suelo correspondiente a un residual de anfibolita de condiciones blandas y encima de éste una capa de ceniza volcánica y material orgánico de color negro con textura granular. La extracción de las muestras para realizar los ensayos en el laboratorio se hará con un tubo shelby (Ver Imagen 3) el cual es enterrado en el suelo y posteriormente extraído con la ayuda de una varilla metálica. Con los resultados de los ensayos se pretende encontrar la debida clasificación del suelo y conocer los parámetros necesarios para realizar el diseño de las pilas.

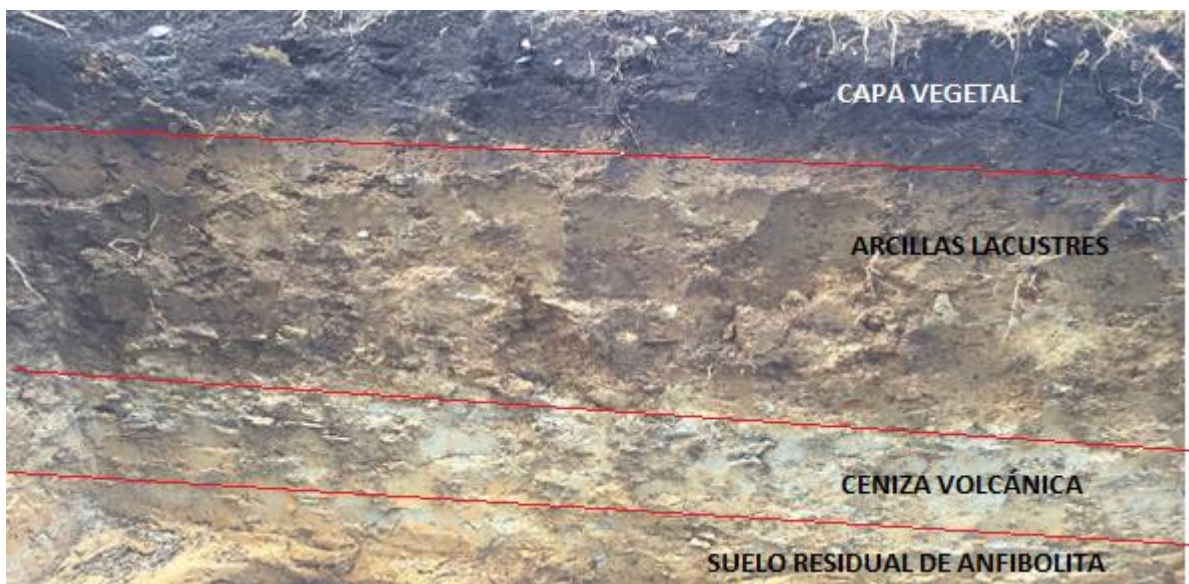


**Imagen 3      Tubo Shelby para extracción de muestras**  
Fuente: Creación propia





**Imagen 4** Zona de extracción de muestras.  
Fuente: Creación propia



**Imagen 5** Estratos de suelo en la zona de extracción.  
Fuente: Creación propia



## **2.2 NÚMERO DE ENSAYOS A REALIZAR CON EL MODELO Y TOTAL DE MUESTRAS A EXTRAER.**

Con el fin de alcanzar los objetivos del trabajo, se realizarán 3 modelos con las mismas características, cada uno para realizar un ensayo de carga vertical y lateral. Esto significa que es necesario disponer de 6 muestras de suelo totalmente inalteradas, las cuales serán extraídas consecutivamente luego de culminar cada ensayo de carga.

## **2.3 CALCULAR EL COMPORTAMIENTO TEÓRICO DE LAS PILAS METÁLICAS CON LAS METODOLOGÍAS UTILIZADAS ACTUALMENTE.**

Para poder entender el comportamiento teórico de las pilas metálicas en suelos residuales es necesario utilizar metodologías de cálculo para obtener la capacidad de carga última por estas y tener en cuenta todas las condiciones necesarias del terreno para obtener resultados satisfactorios. Se utilizaran las metodologías propuestas anteriormente, ya que estas son las utilizadas en el medio.

## **2.4 DEFINICIÓN DE CONDICIONES DEL MODELO**

### **2.4.1 Revisión bibliográfica**

Uno de los métodos utilizados para evaluar y comprobar el comportamiento de una pila es con la aplicación de cargas incrementales sostenidas, utilizando periodos de tiempo para ir incrementando la carga hasta llegar al porcentaje de capacidad deseado y luego descargando hasta el 0% como lo explican en la norma ASTM D-1143 y el ICE (Institution of Civil Engineers). Las pilas de prueba para ensayos deben de ser diseñadas con el mismo cuidado de las reales, ya que cualquier variación sea en el aspecto constructivo o mecánico puede alterar significativamente los resultados de la prueba. Para poder tener un punto de comparación de los datos obtenidos con cualquier otro tipo de pila en tamaños diferentes se presentaran los resultados en término de la rigidez de la pila utilizada.

### **2.4.2 Consulta con expertos**

También es importante tener en cuenta la forma de instrumentación que se va a utilizar ya que en escalas más grandes se podría afectar la rigidez axial y lateral, o la capacidad de carga de la pila, distorsionando los resultados. Se realizarán en total 3 ensayos de carga vertical y 3 de carga lateral durante la investigación para lograr obtener los resultados deseados.

## **2.5 CONSTRUCCIÓN DEL MODELO MEDIANTE LA OBTENCIÓN DE MUESTRAS**

Para construir el modelo se tomara una muestra de suelo residual del campus de la Universidad EIA el cual se introducirá en un recipiente para residuos (Imagen 6), luego se tomara la pila metálica (Tubo metálico de diámetro 1" L=30 cm (Imagen 7) para el caso de carga vertical, y tubo metálico de diámetro ¾" (1.905 cm) L=45 cm (Imagen 8) para el caso de carga lateral, esta será más larga para obtener mejores datos en la deformación lateral)

y se hincara en el medio dejando 5 cm afuera en la parte superior para realizar la debida instrumentación para cada ensayo. La muestra se extraerá del lugar descrito anteriormente.



**Imagen 6** Recipiente para extracción de muestras para el modelo.  
Fuente: Creación propia



**Imagen 7 Pila metálica para ensayo de carga vertical.**

Fuente: Creación propia



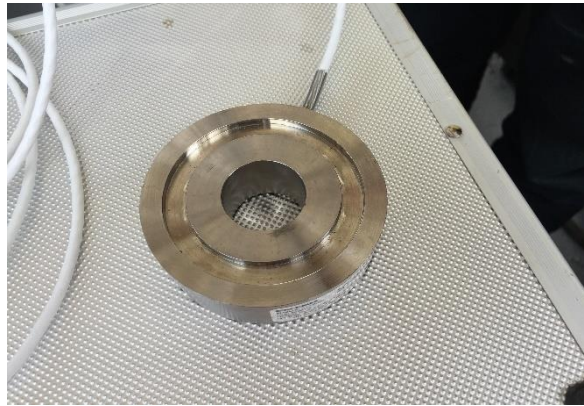
**Imagen 8 Pila metálica para ensayo de carga lateral.**

Fuente: Creación propia

Se puede observar en la Imagen 8, que la pila tiene unas platinas adicionales, estas funcionarán como una rotula que permitirá a esta girar para no perder contacto con la celda de carga en el momento que se presente la deformación lateral.

El comportamiento de la estructura es reflejado en las fuerzas y deformaciones que esta obtenga durante el ensayo, por esto es importante tener un buen sistema de adquisición de datos, para que estos sean precisos y puedan arrojar buenos resultados. Generalmente en los modelos es necesario medir diferentes variables como fuerzas, respuesta dinámica, propiedades de los materiales y deflexiones, en este caso será necesario medir fuerzas y deflexiones.

Para la instrumentación del modelo se utilizarán elementos del laboratorio de mecánica estructural de la Universidad EIA, potenciómetros, celdas de carga y gato hidráulico, con su respectivo sistema de adquisición de datos.



**Imagen 9 Celda de carga.**  
Fuente: Creación propia



**Imagen 10 Gato hidráulico.**  
Fuente: Creación propia



**Imagen 11 Celda de carga para ensayo vertical (para medir capacidad por punta).**  
Fuente: Creación propia



**Imagen 12 Potenciómetro para medir deformaciones.**  
Fuente: Creación propia

## **2.6 DETERMINAR EL COMPORTAMIENTO EXPERIMENTAL DE PILAS METÁLICAS EN SUELOS RESIDUALES CUANDO SE VEN SOMETIDOS AL EFECTO DE CARGAS VERTICALES Y LATERALES.**

Se debe contar con una placa rígida en la punta superior de la pila en la cual se va a aplicar la carga, que se ubique totalmente perpendicular al elemento para evitar excentricidades en la carga. Es importante dotar el modelo con un marco de reacción que soporte la carga transmitida debido a la acción de la misma en la pila, en la Figura 17 se puede observar esto en una escala mucho mayor.

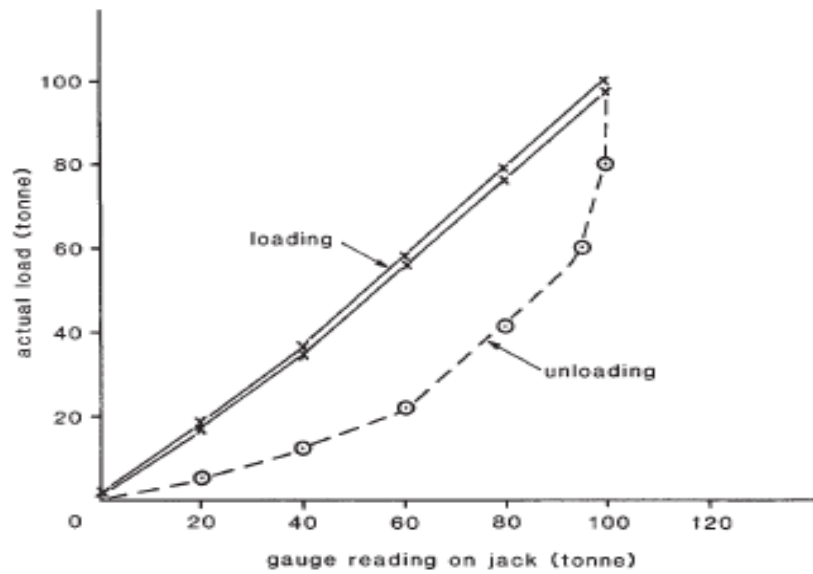


**Figura 17 Estructura de reacción para la pila.**

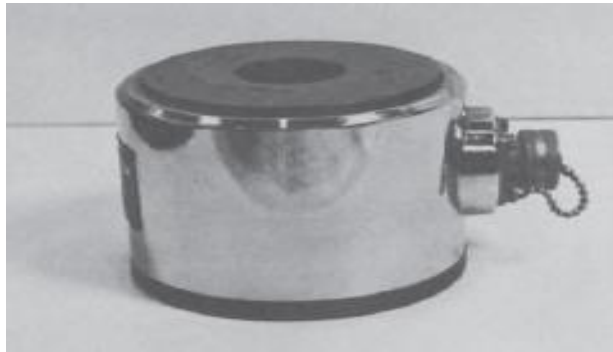
Fuente: (Fleming et al, 2008)

La geometría de esta estructura debe tener una interacción mínima entre la pila y esta reacción para evitar posibles alteraciones de los datos de carga.

La aplicación de las cargas a la pila debe ser realizada con gatos hidráulicos que sean estables y estrechamente controlados que permitan arrojar resultados de la prueba de manera satisfactoria, contando con celdas de carga, potenciómetros, y la adecuada instrumentación que proporcione esta información. Los gatos disponibles en la EIA serán utilizados para esta prueba. El gato y los indicadores de presión instalados deben estar calibrados correctamente, que aseguren un ángulo de  $90^\circ$  en la aplicación de la carga para obtener una precisión aceptable de los datos. El gato hidráulico que se utilizará tiene una capacidad de 30 Toneladas, el marco MTS de 5 Toneladas, la celda de carga para ambos ensayos tiene una capacidad de 25 toneladas, y la celda pequeña tiene una capacidad de 5 Toneladas. Una gráfica típica de calibración sería la siguiente:



**Figura 18 Calibración típica de un gato hidráulico**  
Fuente: (Fleming et al, 2008)



**Figura 19 Ejemplo de celda de carga**  
Fuente: (Fleming et al, 2008)

Para la aplicación de las cargas se utilizara el control de velocidad que proporciona el marco MTS del laboratorio de mecánica estructural de la Universidad EIA, para realizar los ensayos a 1 mm/min y poder obtener suficientes datos del proceso de carga.

## **2.7 VALIDAR LOS RESULTADOS OBTENIDOS DEL MODELO FÍSICO CON EL MODELO TEÓRICO**

Se comparara las capacidades de carga última y desplazamiento lateral obtenidos por los métodos teóricos, con las mediciones experimentales realizadas con el modelo físico, esperando obtener resultados satisfactorios y poder obtener una buena validación.

Una parte importante de la prueba es una buena toma de datos y su registro, ya que esto es la información fundamental del trabajo, para esto existe un documento que permite



almacenar la información más importante de la prueba donde se debe consignar todos los acontecimientos que puedan ayudar al momento de realizar la interpretación de los resultados.

**Tabla 4 Información esencial para la prueba de pilas**

<i>Item</i>	<i>Information needed</i>
Dates	Date pile was installed. Date of test.
Location	Sufficient detail to permit the site to be located and also the position of the pile relative to the works. The pile number should always be stated.
Pile type	Various categories of pile type are set out in Weltman and Little (1977) (undergoing revision).
Pile installation details	If a bored pile (i.e. non-displacement), the depth of temporary casing, how much concrete, mix details, how placed (e.g. tremie or chute into dry bore), and any special circumstances, particularly regarding groundwater. If driven (i.e. displacement), type of hammer, weight, drop, final set. The driving record should accompany pile test report.
Pile dimensions	Nominal diameter (or section) weight per metre run as applicable. Size of underream, bulb, 'wings', etc. Length of the pile – include the entire pile length.
Installed level (driven) Concreted level (bored) Trimmed level and toe level	Give full data so that there is no doubt regarding the reduced level of pile toe, the ground level at the time of the test and the level of the top of the pile either at the end of installation, after trimming or both (above or below ground level).
Orientation	State whether vertical or raking (with degree of rake if applicable).
Design Load of pile	State Design Load or indicate on plot.
Type of test set-up and settlement measuring system	Whether kentledge or tension pile test. Leading plan dimensions of the set-up including reference system. Method of measuring settlement, subsidiary levelling of reference beams, temperature corrections.
Weather	Brief comment on weather conditions and extremes of temperature during test.
Soil information	It is not generally feasible to provide full soil information. If a report exists, the name of the company who produced the report should be given, together with a reference number. The position of relevant site investigation boreholes should be given on the pile location plan. Summary logs of nearby boreholes with SPT <i>N</i> values and cohesion values alongside are useful. In some cases, a Bored Piling Contractor will log the boring – such logs should be given with an indication of their source.  The reduced levels of boreholes must be given.

Fuente: (Fleming et al, 2008)



### 3 PRESENTACIÓN Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

#### 3.1 RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO



**Imagen 13** Muestra de suelo utilizada para los ensayos,  
Fuente: Creación propia

Se realizaron los ensayos mencionados en el numeral 1.3.2.11 y los resultados fueron los siguientes:

El contenido de humedad de la muestra tomada se calculó con la Ecuación 23 y el resultado fue un porcentaje de humedad del 56%.

**Tabla 5** Resultado contenido de humedad

Peso recipiente [gr]	Masa húmeda+Recipiente [gr]	Masa seca+recipiente [gr]	% Humedad
15.5	33.7	27.2	56

Fuente: Creación propia

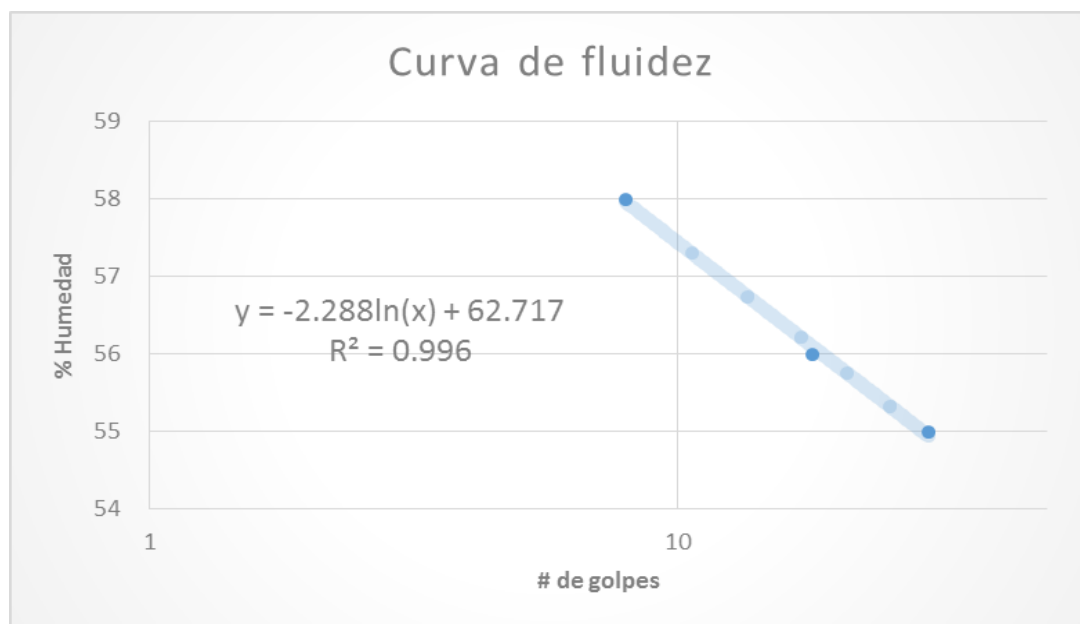
El límite líquido y plástico de la muestra extraída se observa en la siguiente tabla:

**Tabla 6      Límite líquido**

Limite Liquido					
	Peso recipiente (g)	# de golpes	Masa humeda (g)	Masa seca (g)	% Humedad
Muestra 1	10.4	30	22.5	18.2	55
Muestra 2	15.5	18	33.7	27.2	56
Muestra 3	10.7	8	28.5	22	58

Fuente: Creación propia

El límite líquido es el contenido de humedad correspondiente a 25 golpes, se graficaron los resultados en Excel para sacar la línea de tendencia lineal y sacar la ecuación para encontrar la intersección con el eje Y (%Humedad).



**Figura 20      Humedad vs N° de golpes**

Fuente: Creación propia

Despejando la variable Y de la ecuación con X=25:

**Tabla 7      Límite líquido de la muestra.**

N° de golpes	% de humedad
25	55

Fuente: Creación propia

Este valor se aproxima al entero más cercano.

Con la Ecuación 24 y Ecuación 25 se determinaron el límite plástico e índice de plasticidad.

**Tabla 8**      **Límite plástico de la muestra.**

<b>Límite Plástico</b>				
	Masa húmeda (g)	Masa seca (g)	LP	% Error
Muestra 1	1.60	1.25	28	3%
Muestra 2	2.80	2.20	27	
		<b>Promedio</b>	<b>28</b>	

Fuente: Creación propia

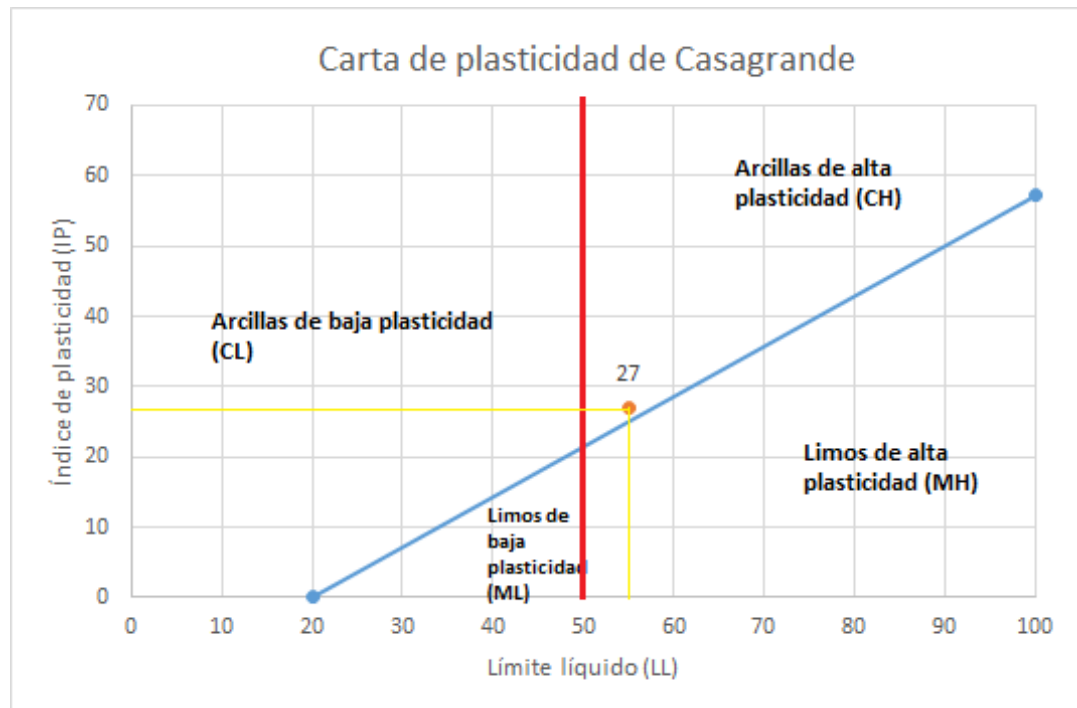
$$IP = 55 - 28 = 27$$



**Imagen 14**      **Copa de Casagrande,**

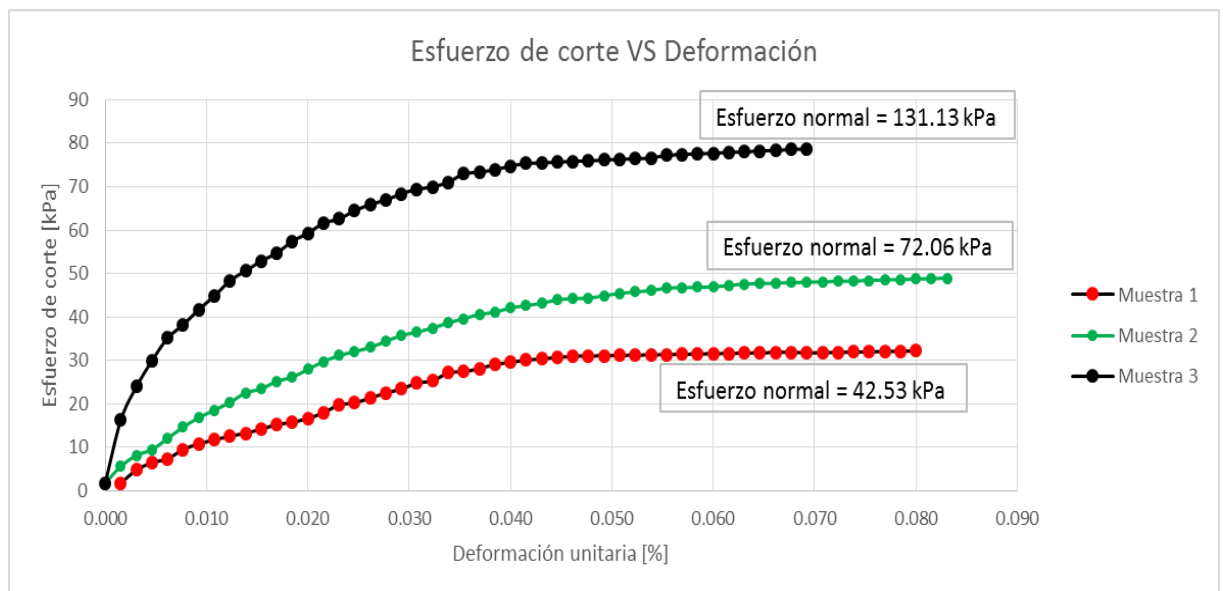
Fuente: Cortesía de Omar Stiven Ríos

El suelo se clasifica como una arcilla de alta plasticidad según la carta de Casagrande (Figura 21)

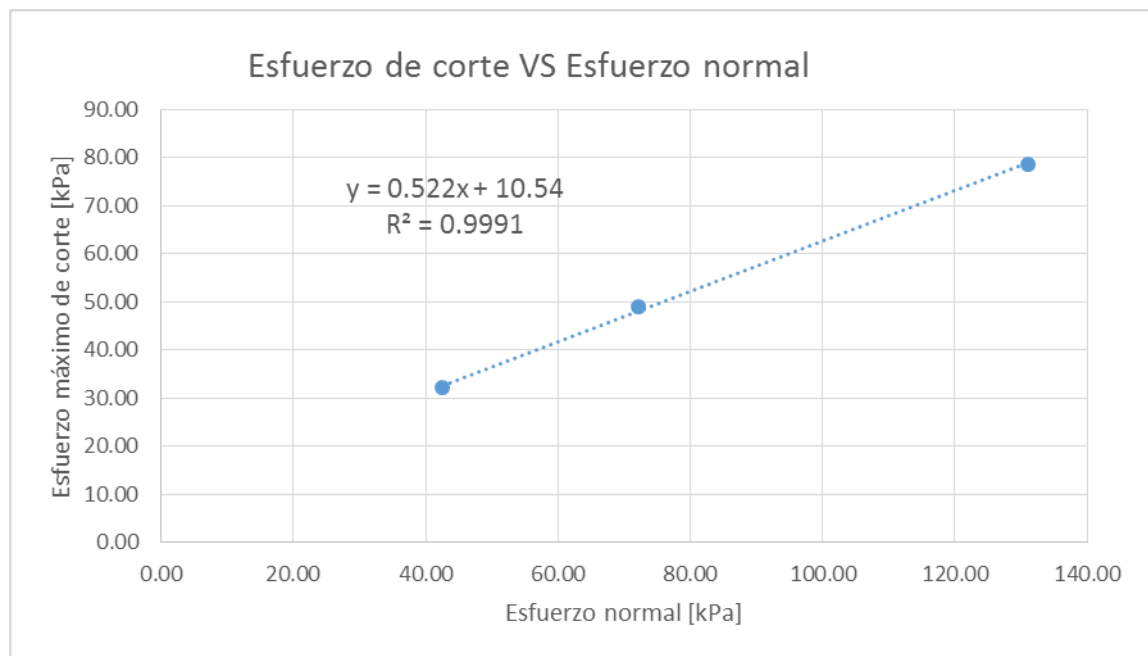


**Figura 21** Carta de plasticidad de Casagrande  
Fuente: Creación propia

Luego se determinó la resistencia al corte no drenado de la muestra:



**Figura 22** Esfuerzo deformación de las 3 probetas.  
Fuente: Creación propia



**Figura 23 Esfuerzo cortante vs esfuerzo normal máximos**  
Fuente: Creación propia

Finalmente se encontró la cohesión (Intercepto con el eje Y de la Figura 23) y ángulo de fricción (Pendiente de la Figura 23) del suelo en estudio.

**Tabla 9 Resultados de ensayo de corte no drenado**

Cohesión [kPa]	10.54
Angulo de Fricción [°]	27.56

Fuente: Creación propia

Los datos completos del ensayo de corte se presentan en el Anexo 1.

Con la curva de esfuerzo de corte vs deformación se encontró el módulo de corte G del suelo para poder encontrar el módulo de elasticidad E con la siguiente relación:

$$E = G \times 2(1 + \nu) \quad (\text{Nipun, 2015})$$

Donde:

E= Modulo de elasticidad del suelo

G= Modulo de corte del suelo

$\nu$ = Relación de Poisson ( $\approx 0.45$ )

El módulo de corte G es la pendiente de la gráfica esfuerzo vs deformación, de esta manera se obtuvo lo siguiente:

**Tabla 10 Resultado para módulo de elasticidad del suelo**

G [kPa]	837.36
E [kPa]	2428.34

Fuente: Creación propia

También fue necesario encontrar la densidad del suelo para los diferentes cálculos, esta se obtuvo extrayendo una muestra en un recipiente con volumen conocido para ser pesada y encontrar su masa, teniendo así la relación masa/volumen lo cual nos indica la densidad del suelo en su estado natural:

Masa= 276 gr

Volumen= 0.00016451 m<sup>3</sup>

Densidad = 1.677 Ton/m<sup>3</sup>

### 3.2 EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO TEÓRICO DEL MODELO

Teniendo todas las variables necesarias para hallar el comportamiento teórico de las pilas se procedió a realizar el procedimiento descrito en el numeral 1.3.2.4, 1.3.2.5 y 1.3.2.6, ya que son los métodos más utilizados en el medio.

Para la pila se encontró la capacidad a carga vertical y lateral teórico por las metodologías existentes y los resultados fueron los siguientes:

#### 3.2.1 Comportamiento a carga vertical

Para la capacidad por punta de la pila se utilizó el método descrito en el numeral 1.3.2.6.

**Tabla 11 Cálculo de la capacidad última por punta de la pila**

Diametro [m]	0.0254
Cohesión no drenada [T/m <sup>2</sup> ]	1.05
Área pila [m <sup>2</sup> ]	0.0005067
Qp [Kg]	15.62

Fuente: Creación propia

Se obtuvo una capacidad última por punta de la pila (Qp) de 15.62 Kg

La capacidad por fricción se evaluó según lo descrito en 1.3.2.5

**Tabla 12 Cálculo de capacidad última por fricción de la pila**

Prof [m]	$\gamma$ [Ton/m <sup>3</sup> ]	$\Delta L$	$\sigma'v$ [Ton/m <sup>2</sup> ]	$\alpha$	f	Qs [Ton]	Qs total [Ton]
0.0000	1.6770	0.0100	0.0000	1.0008	1.0549	0.0008	0.0000
0.0100	1.6770	0.0100	0.0168	1.0008	1.0549	0.0008	0.0008
0.0200	1.6770	0.0100	0.0335	1.0008	1.0549	0.0008	0.0017
0.0300	1.6770	0.0100	0.0503	1.0008	1.0549	0.0008	0.0025
0.0400	1.6770	0.0100	0.0671	1.0008	1.0549	0.0008	0.0034
0.0500	1.6770	0.0100	0.0839	1.0008	1.0549	0.0008	0.0042
0.0600	1.6770	0.0100	0.1006	1.0008	1.0549	0.0008	0.0051
0.0700	1.6770	0.0100	0.1174	1.0008	1.0549	0.0008	0.0059
0.0800	1.6770	0.0100	0.1342	1.0008	1.0549	0.0008	0.0067
0.0900	1.6770	0.0100	0.1509	1.0008	1.0549	0.0008	0.0076
0.1000	1.6770	0.0100	0.1677	1.0008	1.0549	0.0008	0.0084
0.1100	1.6770	0.0100	0.1845	1.0008	1.0549	0.0008	0.0093
0.1200	1.6770	0.0100	0.2012	1.0008	1.0549	0.0008	0.0101
0.1300	1.6770	0.0100	0.2180	1.0008	1.0549	0.0008	0.0109
0.1400	1.6770	0.0100	0.2348	1.0008	1.0549	0.0008	0.0118
0.1500	1.6770	0.0100	0.2516	1.0008	1.0549	0.0008	0.0126
0.1600	1.6770	0.0100	0.2683	1.0008	1.0549	0.0008	0.0135
0.1700	1.6770	0.0100	0.2851	1.0008	1.0549	0.0008	0.0143
0.1800	1.6770	0.0100	0.3019	1.0008	1.0549	0.0008	0.0152
0.1900	1.6770	0.0100	0.3186	1.0008	1.0549	0.0008	0.0160
0.2000	1.6770	0.0100	0.3354	1.0008	1.0549	0.0008	0.0168
0.2100	1.6770	0.0100	0.3522	1.0008	1.0549	0.0008	0.0177
0.2200	1.6770	0.0100	0.3689	1.0008	1.0549	0.0008	0.0185
0.2300	1.6770	0.0100	0.3857	1.0008	1.0549	0.0008	0.0194
0.2400	1.6770	0.0100	0.4025	1.0008	1.0549	0.0008	0.0202
0.2500	1.6770	0.0100	0.4193	1.0008	1.0549	0.0008	0.021044

Fuente: Creación propia

La capacidad por fricción teórica de la pila es  $Q_s = 21.04 \text{ kg} = 0.21 \text{ kN}$  [MJER7]

Teniendo estos datos se puede calcular el asentamiento esperado de la pila:

**Tabla 13 Cálculo de asentamientos de la pila**

Modulo de elasticidad de la pila [Ton/m2]	20000000.00
Qp [Ton]	0.015616
Qs [Ton]	0.021044
Longitud pila [m]	0.25
Área pila [m2]	0.000507
$\xi$	0.67
Se1 [mm]	0.000733
Diametro pila [m]	0.03
Área pila [m2]	0.00
Qp [Ton]	0.015616
Qwp [Ton/m2]	30.82
Modulo de elasticidad del suelo [Ton/m2]	242.80
Modulo de poisson (v)	0.45
lwp	0.85
Se2 [mm]	2.19
Perimetro [m]	0.08
Longitud pila [m]	0.25
Diametro pila [m]	0.03
Modulo de elasticidad del suelo [Ton/m2]	242.80
Modulo de poisson (v)	0.45
lws	3.10
Qs [Ton]	0.02
Se3 [mm]	0.27
Se Total [mm]	2.45890

Fuente: Creación propia

Se espera que a la carga última aplicada la pila se asiente 2.46 mm.

### 3.2.2 Comportamiento a carga lateral

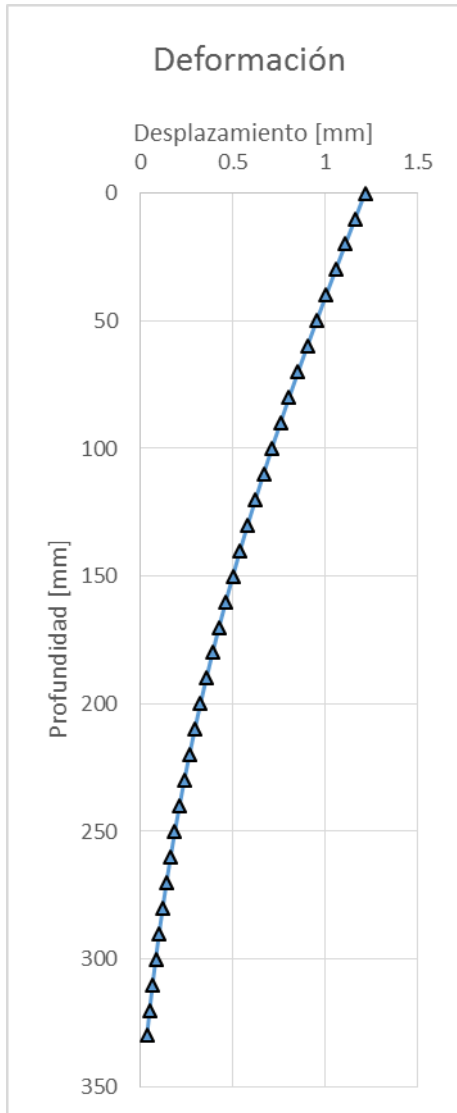
Para calcular el comportamiento a carga lateral de la pila se siguió el procedimiento descrito anteriormente con el método de aproximación del módulo de reacción, y para hallar la resistencia última a carga lateral se utilizó el método de Broms. Los resultados fueron los siguientes:

Según Broms (1965) la resistencia última para pilas embebidas en suelos cohesivos se comporta como se observa en la Figura 10 (Marco de referencia), para este caso:

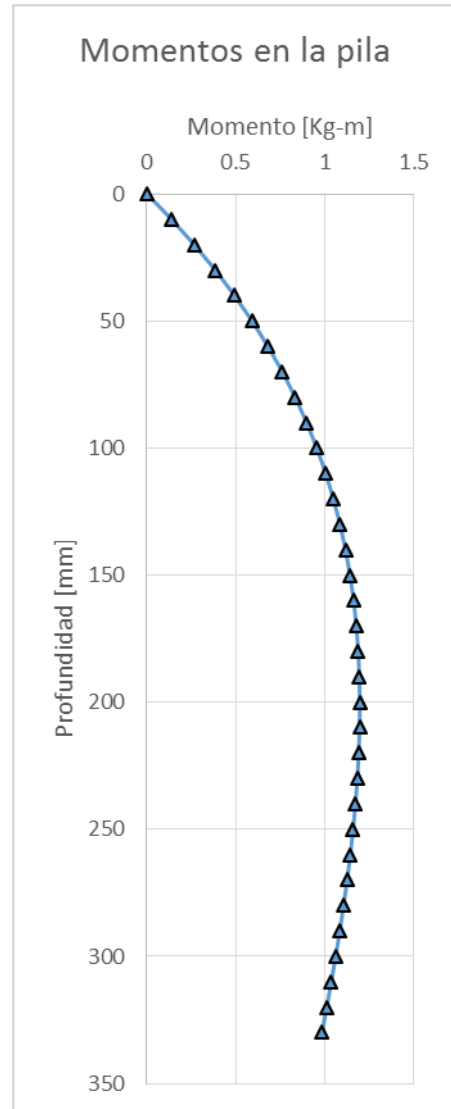


$Q_u = 14.5 \text{ Kg} = 0.145 \text{ kN}$

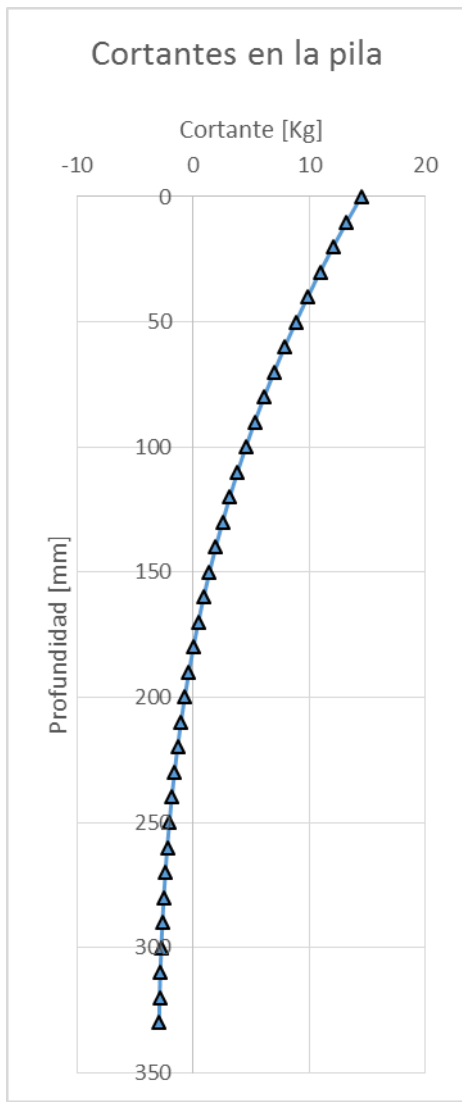
Con esta carga se puede evaluar el comportamiento que tendría la pila con el método de aproximación del módulo de reacción:



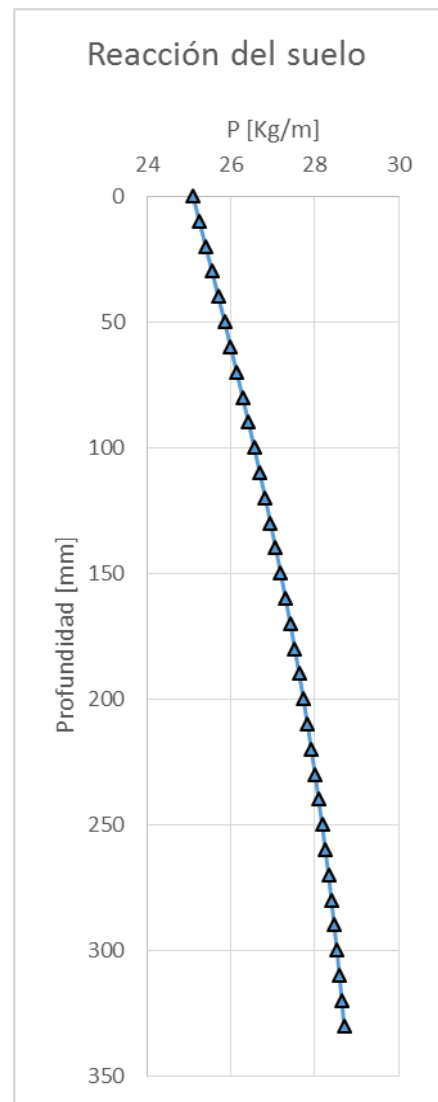
**Figura 25 Deformación de la pila**  
Fuente: Creación propia



**Figura 24 Momentos en la pila**  
Fuente: Creación propia



**Figura 27 Cortantes en la pila**  
Fuente: Creación propia



**Figura 26 Reacción del suelo**  
Fuente: Creación propia

### 3.3 CONSTRUCCIÓN DEL MODELO

Para este procedimiento **se contó con la ayuda de personal de oficios varios de la EIA**, donde se extrajo la muestra para el modelo la cual se dispuso en un recipiente cilíndrico con 46 cm de altura y un diámetro de 42 cm que daba un peso aproximado de 67 [kg](#).



**Imagen 15 Recipiente con la muestra de suelo extraída**  
Fuente: Creación propia

Se realizó una excavación en forma de zanja circular que permitiera introducir el recipiente y luego ser cortado por la parte inferior para facilitar la extracción de esta (Imagen 16). El procedimiento se realizó 6 veces para cada modelo a ensayar.



**Imagen 16 Recipientes con la muestra de suelo moldeada**  
Fuente: Creación propia

### 3.3.1 Modelo para carga vertical

Con la muestra de suelo ya extraída y dispuesta en el recipiente, se realizó una pre excavación en el centro para introducir la pila de estudio. La pila tenía una tapa en la parte inferior para evitar el ingreso de material al interior del tubo, y para el apoyo de la celda de carga.



**Imagen 17 Celda de carga para la medición de carga aplicada en los ensayos**  
Fuente: Creación propia



**Imagen 18 Celda de carga para la punta de la pila**  
Fuente: Creación propia

También se puso una celda de carga en la parte superior, con el fin de medir la transferencia de cargas que se daba desde la parte superior hasta la parte inferior de la pila, y así saber qué porcentaje de carga llegaba al fondo para saber cuánto porcentaje de la carga se transmitía por punta y cuanto por fricción.



**Imagen 19 Montaje completo para el ensayo de carga vertical**  
Fuente: Creación propia

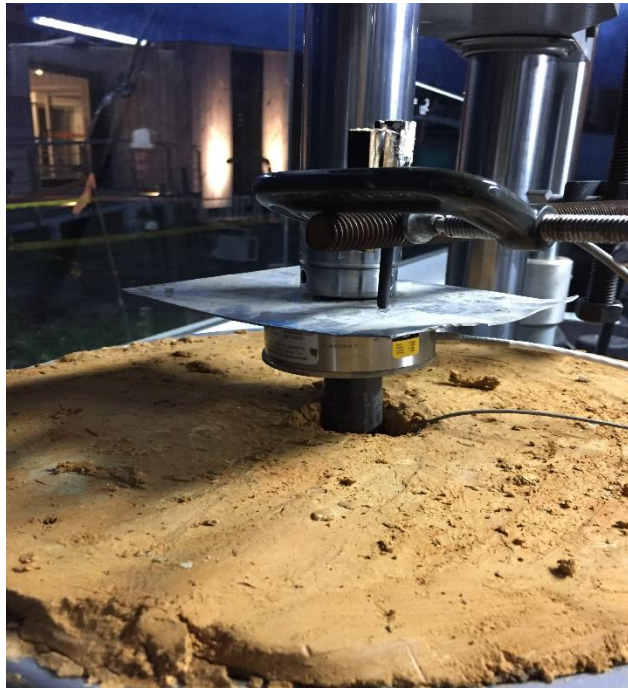
Este ensayo fue realizado en el marco MTS del laboratorio de mecánica estructural de la Universidad EIA.



**Imagen 20 Marco MTS**  
Fuente: Creación propia



En la parte superior se instaló un potenciómetro que permitía medir la deformación (asentamientos) en la pila.



**Imagen 21 Montaje con potenciómetro**

Fuente: Creación propia

De esta manera se procedió a realizar el ensayo a una velocidad de 1 mm/mín. para obtener la mayor cantidad de datos posibles.

### **3.3.2 Modelo para carga lateral**

Para el ensayo de carga lateral el procedimiento de extracción de la muestra para el modelo y el ensamble de este fue completamente igual, esta vez no era necesario poner la celda de carga en la parte inferior de la pila. Para medir las deformaciones laterales se instalaron potenciómetros exteriores al recipiente en algunos puntos de la pila, los cuales tomaban la lectura del movimiento de una varilla metálica insertada de forma totalmente horizontal en el recipiente hasta tocar la pila, y estos, cubiertos por un pitillo debidamente engrasado para evitar la fricción que pudiera existir entre los materiales, fue necesario realizar una “mesa” para el apoyo del recipiente con la muestra y que tuviera el espacio necesario para la instalación de los potenciómetros, esto para evitar que existan movimientos relativos, evitando el giro que podría darse al aplicar la carga en el momento del ensayo y no hayan datos erróneos.



**Imagen 22 Montaje completo modelo carga lateral**

Fuente: Creación propia

Se construyó un acople para el gato a utilizar ya que la longitud necesaria era mayor, y de este se realizó un apoyo para montar la celda de carga y que estuviera siempre en contacto entre el gato y la pila (Imagen 23). Como la pila era redonda y la celda de carga necesita estar 100% en contacto para arrojar los datos de medición se le instaló una tapa de la medida exacta con un rotula que permitía el giro de esta para no perder el contacto cuando la pila se deformara lateralmente (Imagen 24)



**Imagen 23 Extensión para el gato**

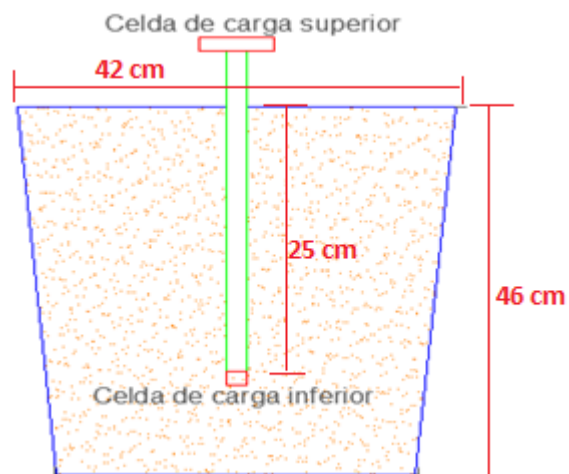
Fuente: Creación propia



**Imagen 24      Contacto del gato con la rótula de la pila**  
Fuente: Creación propia

### 3.4 RESULTADOS ENSAYO DE CARGA VERTICAL

Los ensayos fueron realizados a una velocidad de 1 mm/min, las celdas de carga estaban ubicadas de la siguiente manera:

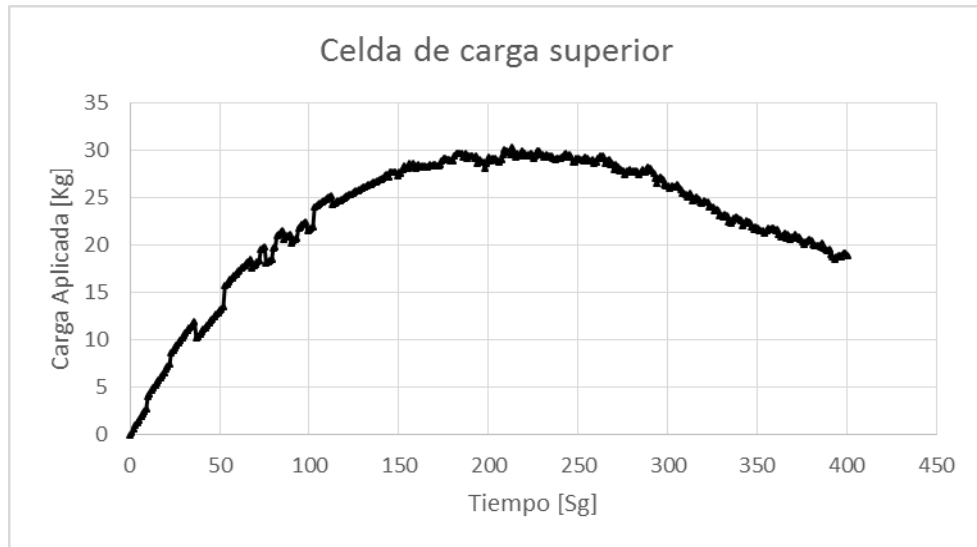


**Figura 28      Ubicación de celdas de carga**  
Fuente: Creación propia

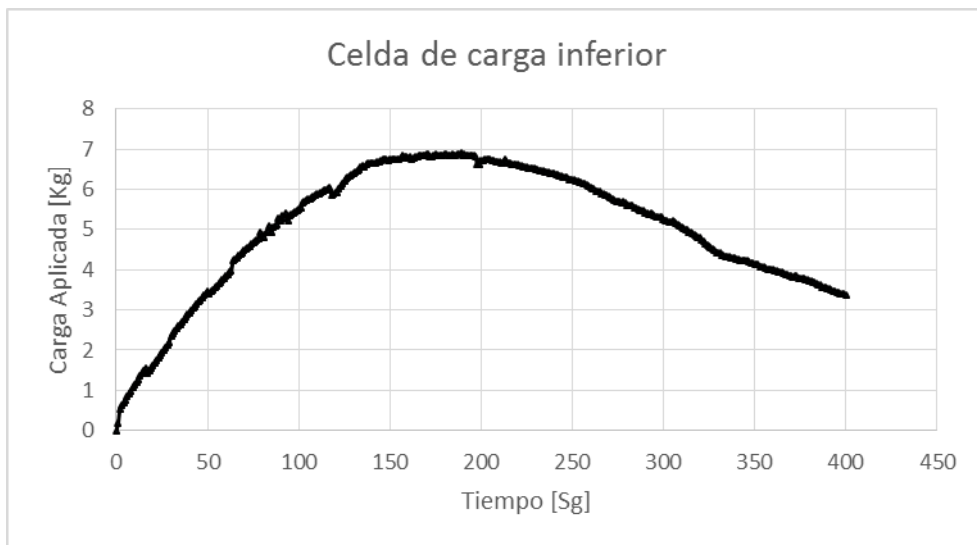
Se obtuvieron los siguientes resultados



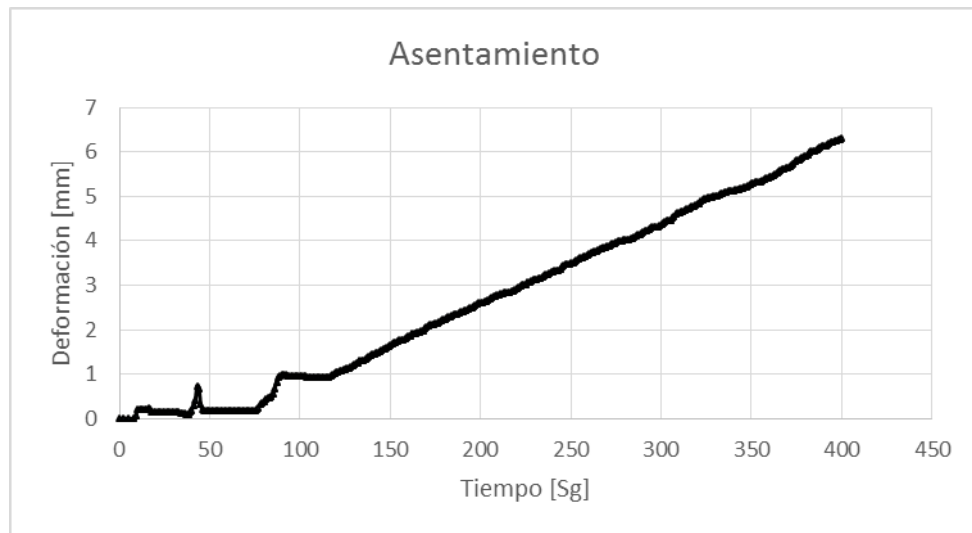
### 3.4.1 Ensayo 1



**Figura 29** Adquisición de datos de la celda de carga superior  
Fuente: Creación propia



**Figura 30** Adquisición de datos de la celda de carga inferior  
Fuente: Creación propia



**Figura 31 Adquisición de datos del asentamiento medido en la pila**  
Fuente: Creación propia

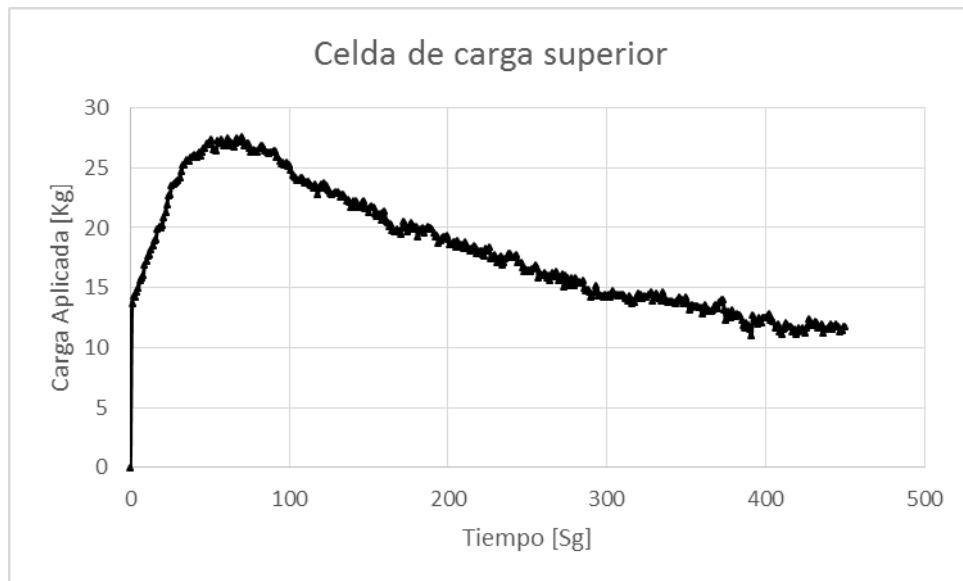
Se puede observar que hay una diferencia entre las cargas máximas resistidas por la pila en los datos que arroja la celda de la parte superior con respecto a la inferior, esto se debe al porcentaje de carga que se transmite al suelo por fricción propiamente, también es notable que el comportamiento de ambas curvas de carga es similar, como es de esperarse, lo que indica un bajo margen de error en la toma de los datos. El asentamiento máximo leído fue de 6.3 mm en el punto donde se paró el ensayo, pero el valor representativo para este caso sería exactamente en el punto donde se leyó la carga máxima, ya que en ese momento es donde se considera que el suelo ya perdió su capacidad portante. La gráfica de cargas llegó al punto máximo donde ya el suelo falló y perdió su capacidad portante por lo que la pila sigue su proceso de asentamiento debido a la aplicación de cargas verticales.

Lectura máxima celda de carga superior: 30.26 Kg

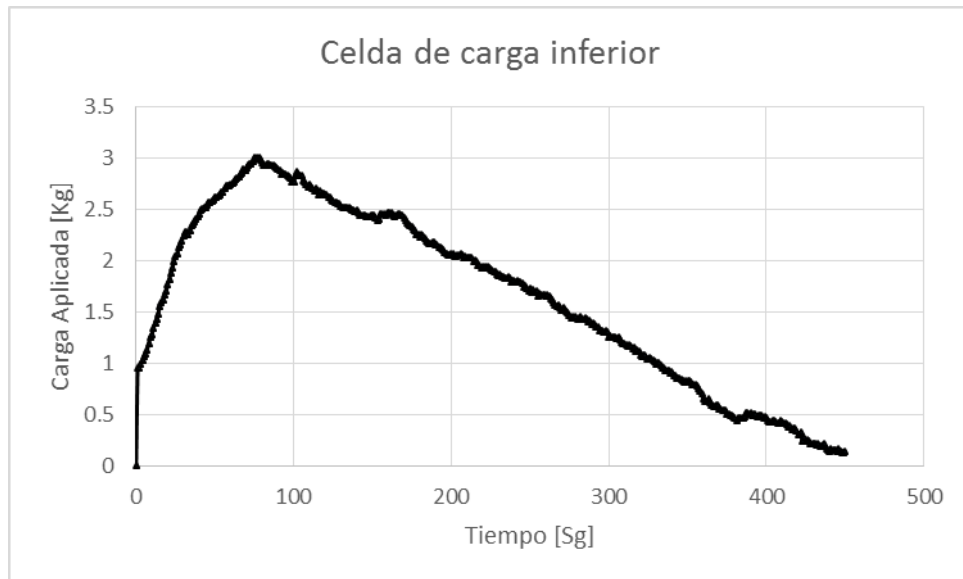
Lectura máxima celda de carga inferior: 6.89 Kg

Lectura de asentamiento ante carga máxima: 2.83 mm

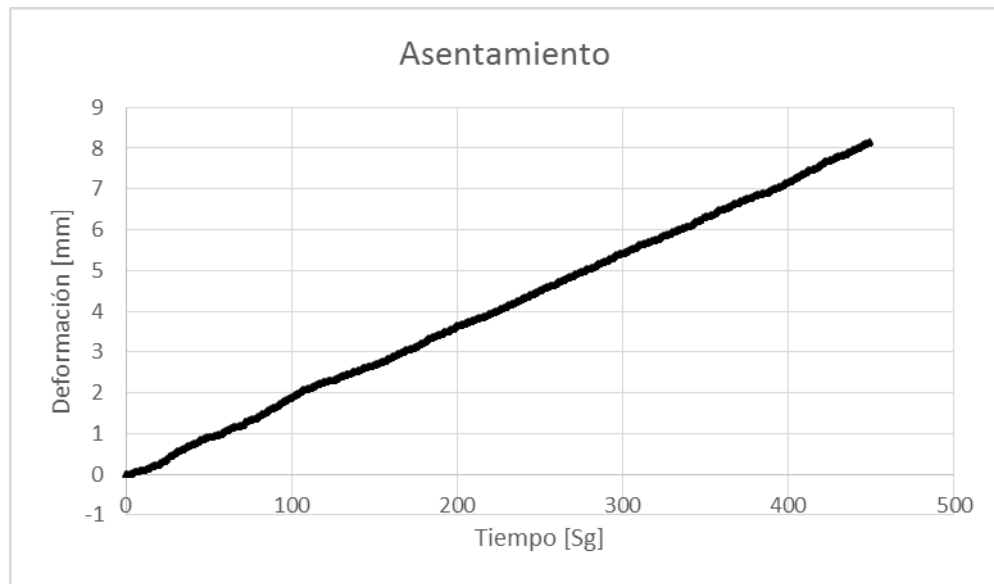
### 3.4.2 Ensayo 2



**Figura 32** Adquisición de datos celda superior  
Fuente: Creación propia



**Figura 33** Adquisición de datos celda inferior  
Fuente: Creación propia



**Figura 34 Adquisición de datos del asentamiento medido en la pila**  
Fuente: Creación propia

En este segundo caso el comportamiento fue similar al anterior, esta vez los máximos medidos fueron los siguientes:

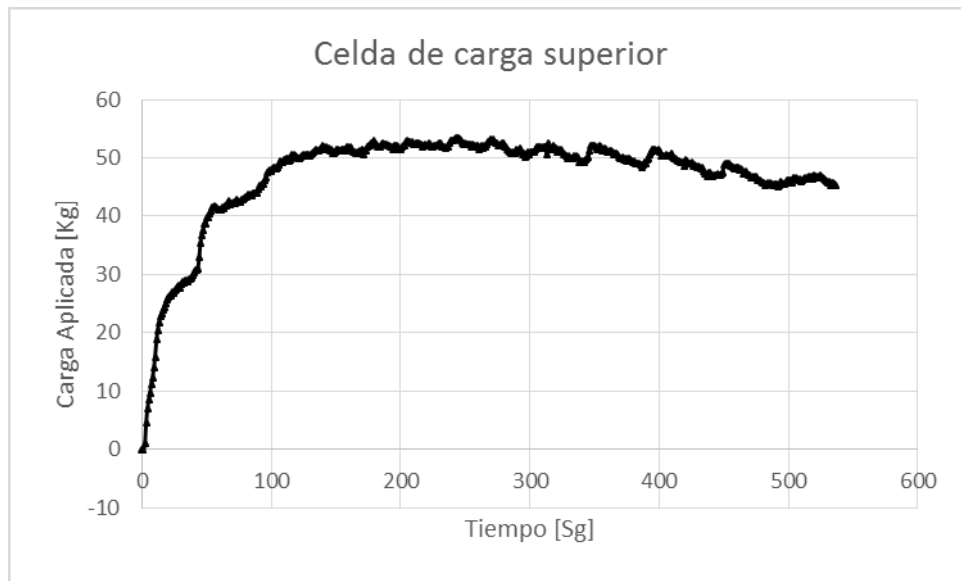
Lectura máxima celda de carga superior: 27.58 Kg

Lectura máxima celda de carga inferior: 3.01 Kg

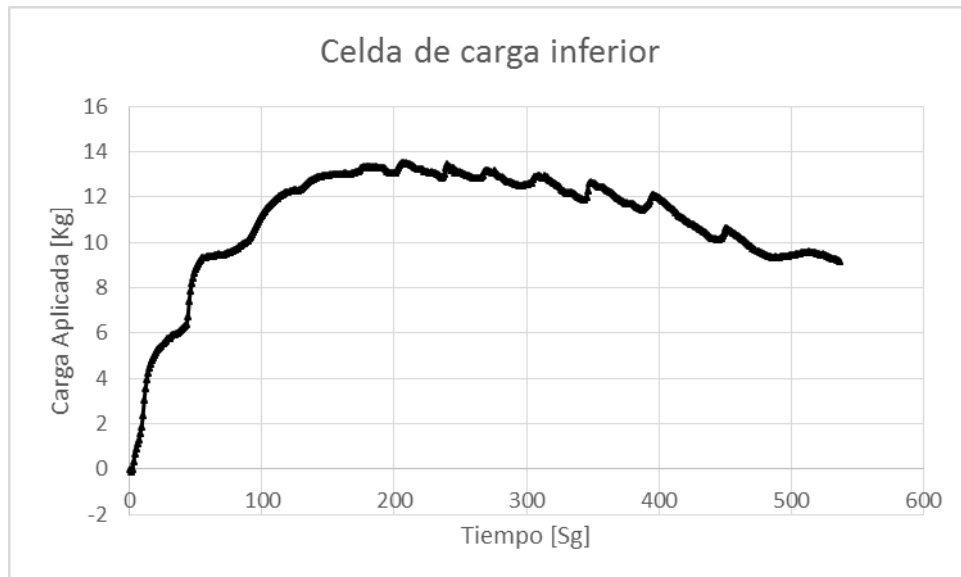
Lectura máxima asentamiento: 8.15 mm

Lectura de asentamiento ante carga máxima: 1.24 mm

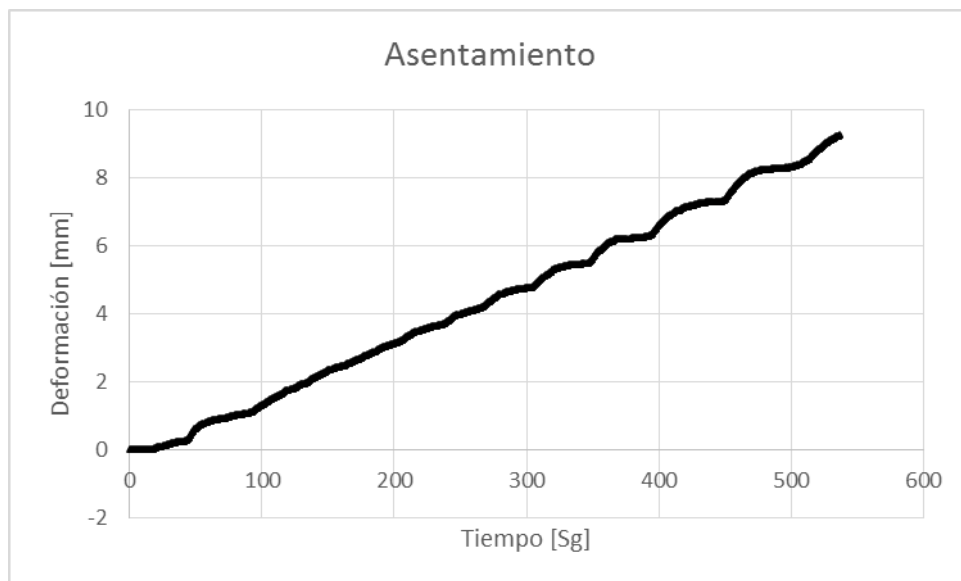
### 3.4.3 Ensayo 3



**Figura 35** Adquisición de datos celda superior  
Fuente: Creación propia



**Figura 36** Adquisición de datos celda inferior  
Fuente: Creación propia



**Figura 37 Adquisición de datos del asentamiento**  
Fuente: Creación propia

Se observó nuevamente la tendencia del comportamiento que tiene la pila, esta vez se obtuvieron los siguientes máximos:

Lectura máxima celda de carga superior: 53.51 Kg

Lectura máxima celda de carga inferior: 13.52 Kg

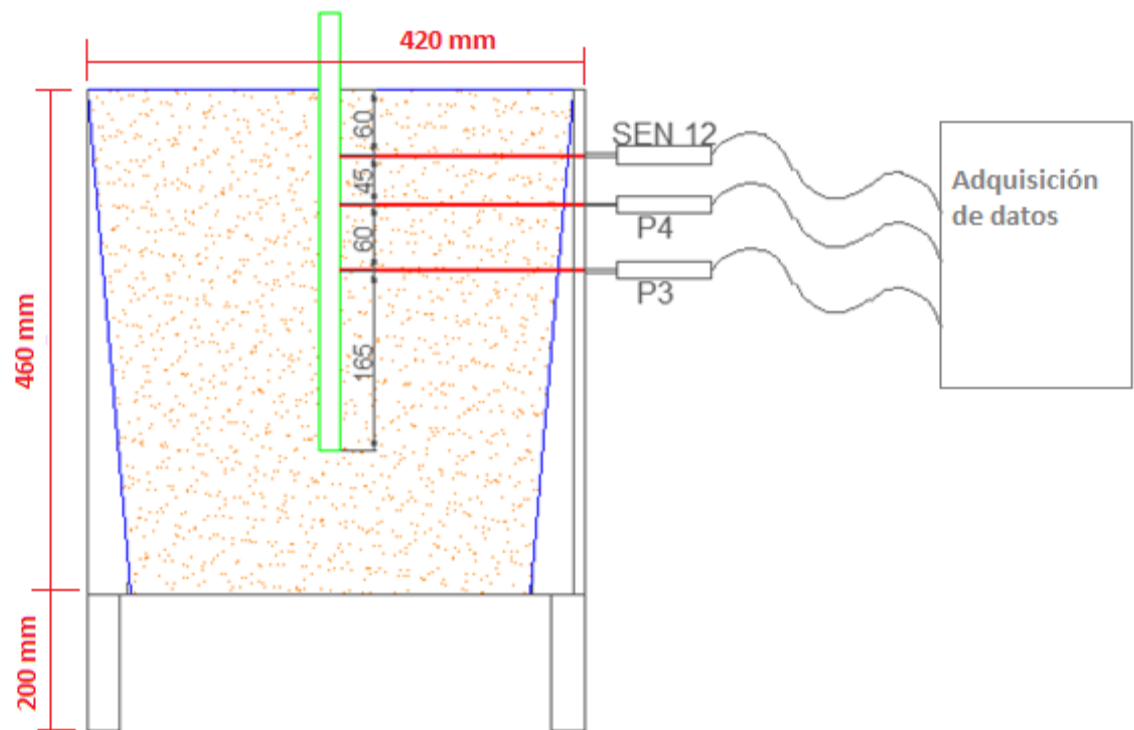
Lectura máxima asentamiento: 9.24 mm

Lectura de asentamiento ante carga máxima: 3.91 mm

En los 3 casos se observa un comportamiento coherente de acuerdo a lo esperado en la forma de las curvas, sin embargo existen muchos factores de ruido que pueden afectar de manera mínima los datos y que es difícil evitar, factores como el clima, la calibración de los equipos y los trabajos que se estaban realizando alrededor del laboratorio podrían ser influyentes en los datos obtenidos.

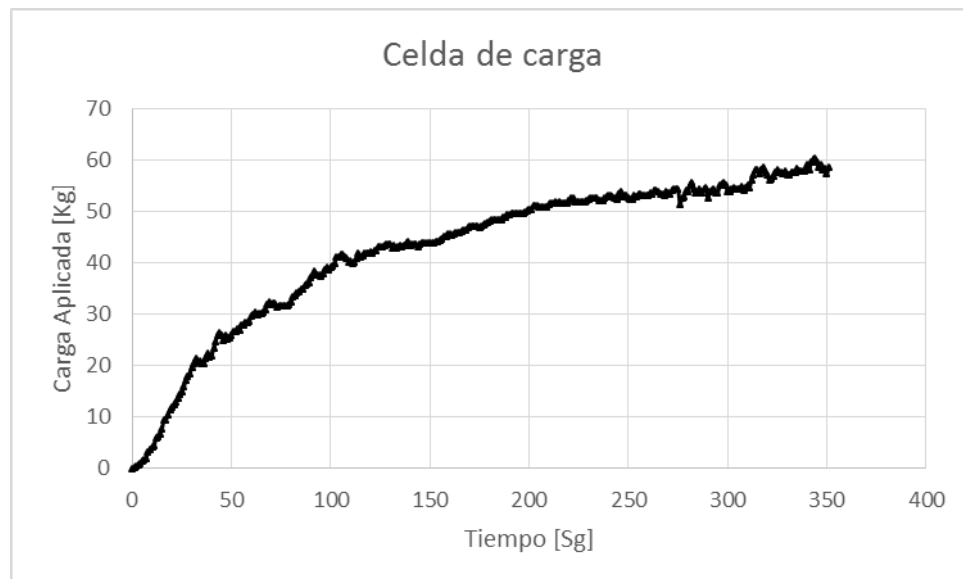
### 3.5 RESULTADOS ENSAYO DE CARGA LATERAL

El ensayo de carga lateral se realizó hasta que el gato hidráulico llegó a su máximo recorrido, los potenciómetros fueron ubicados en el siguiente orden:

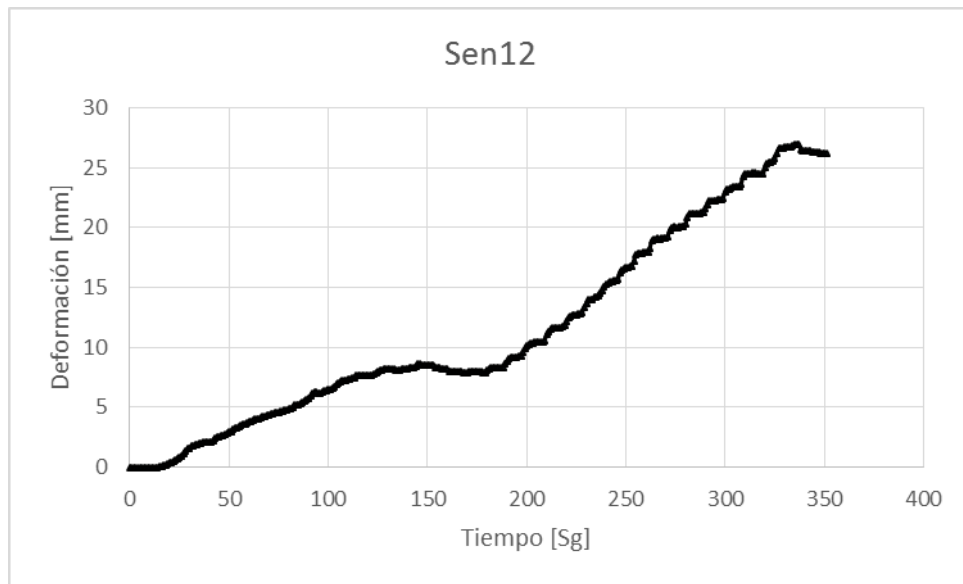


**Figura 38** Ubicación de los potenciómetros en la pila, (medidas en milímetros)  
Fuente: Creación propia

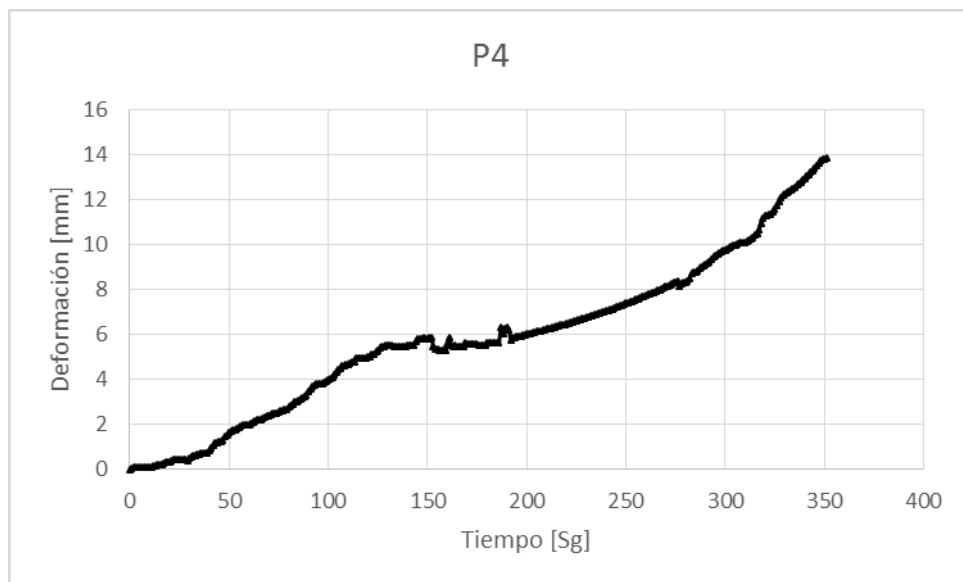
### 3.5.1 Ensayo 1



**Figura 39** Adquisición de datos de la celda de carga  
Fuente: Creación propia

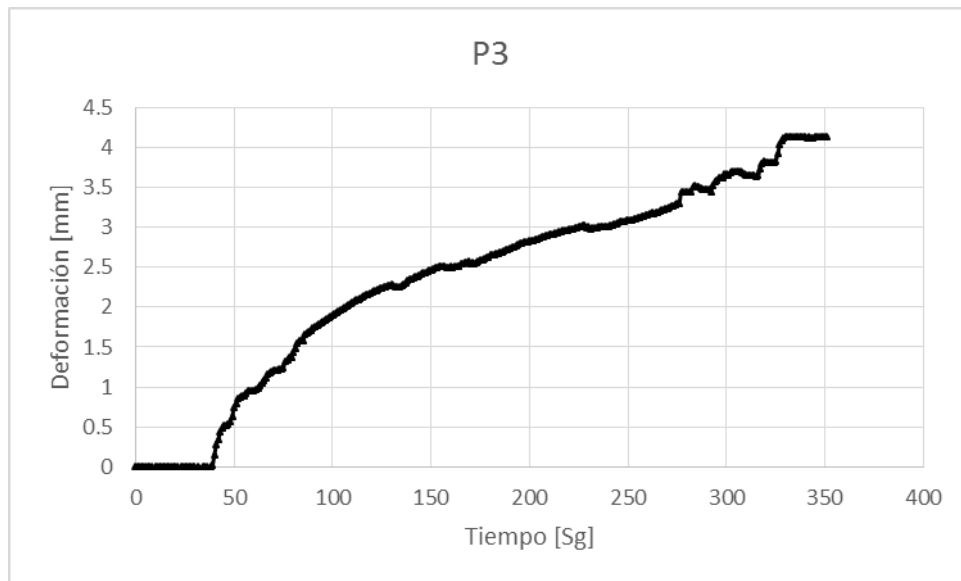


**Figura 40** Adquisición de datos potenciómetro “Sen 12”  
Fuente: Creación propia



**Figura 41** Adquisición de datos potenciómetro “P4”  
Fuente: Creación propia





**Figura 42 Adquisición de datos potenciómetro “P3”**  
Fuente: Creación propia

En la Figura 42 se observa que los primeros datos obtenidos eran casi 0, esto probablemente se debe a que es el potenciómetro que se encuentra más profundo, y en las primeras tomas de datos la lectura inicial no marcaba ya que la pila se flexionaba en la parte superior.

Los máximos leídos en cada gráfica fueron los siguientes:

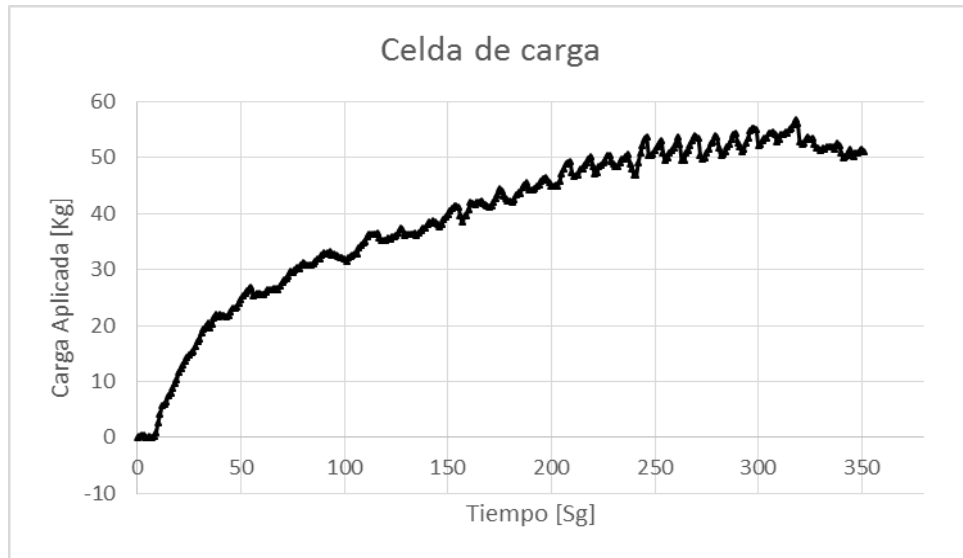
Lectura máxima carga aplicada: 60.48 Kg

Lectura máxima desplazamiento “Sen12”: 26.98 mm

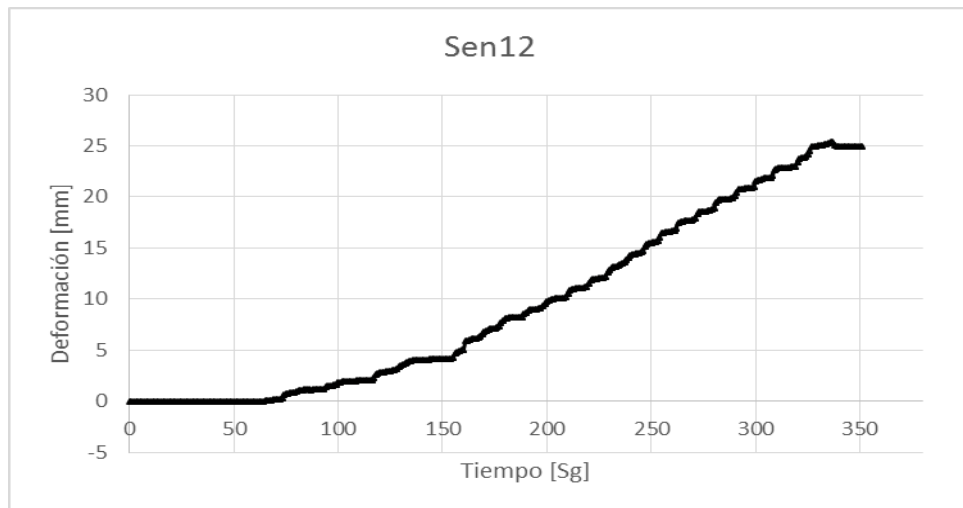
Lectura máxima desplazamiento “P4”: 13.87 mm

Lectura máxima desplazamiento “P3”: 4.13 mm

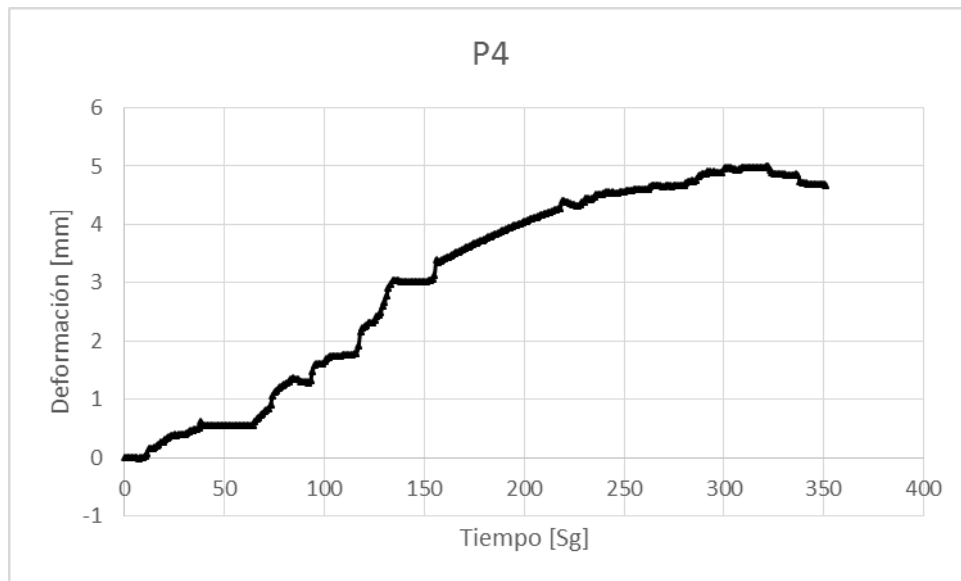
### 3.5.2 Ensayo 2



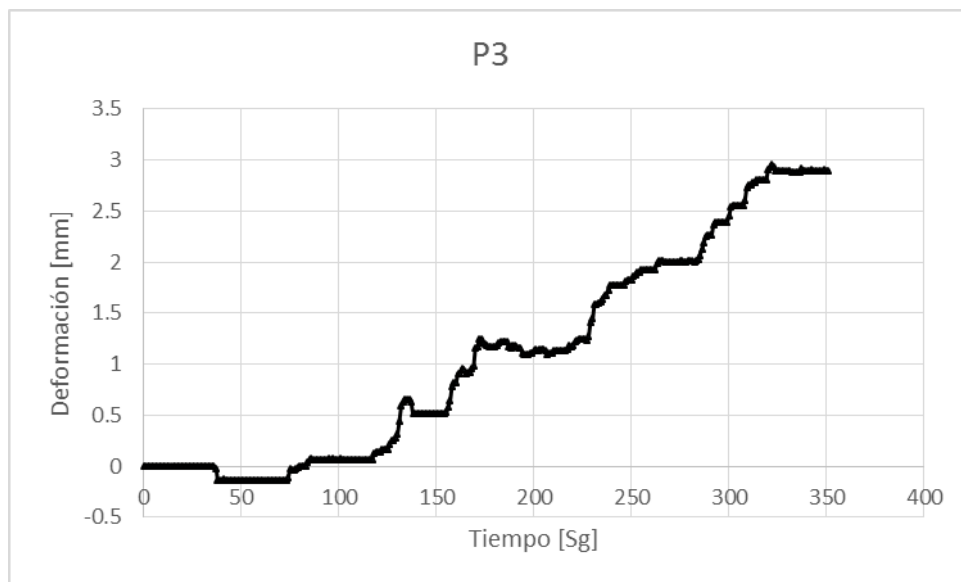
**Figura 43** Adquisición de datos celda de carga  
Fuente: Creación propia



**Figura 44** Adquisición de datos potenciómetro "Sen 12"  
Fuente: Creación propia



**Figura 45 Adquisición de datos potenciómetro “P4”**  
Fuente: Creación propia



**Figura 46 Adquisición de datos potenciómetro “P3”**  
Fuente: Creación propia

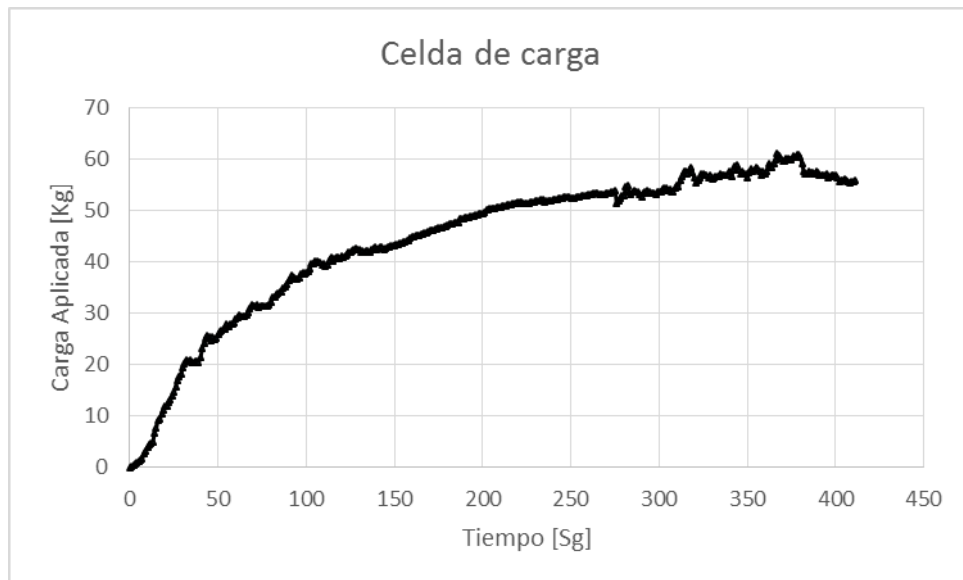
Lectura máxima carga aplicada: 56.82 Kg

Lectura máxima desplazamiento “Sen12”: 25.35 mm

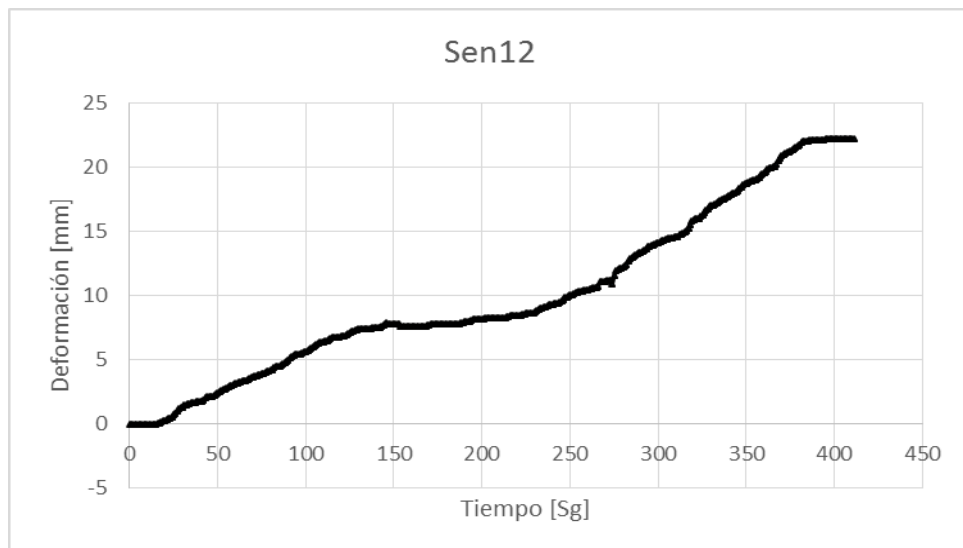
Lectura máxima desplazamiento “P4”: 4.99 mm

Lectura máxima desplazamiento “P3”: 2.95 mm

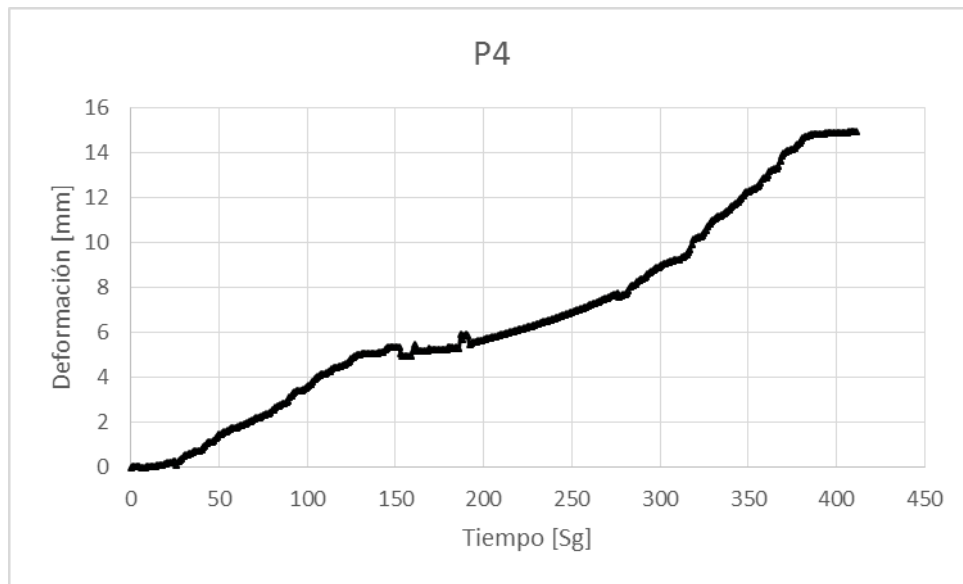
### 3.5.3 Ensayo 3



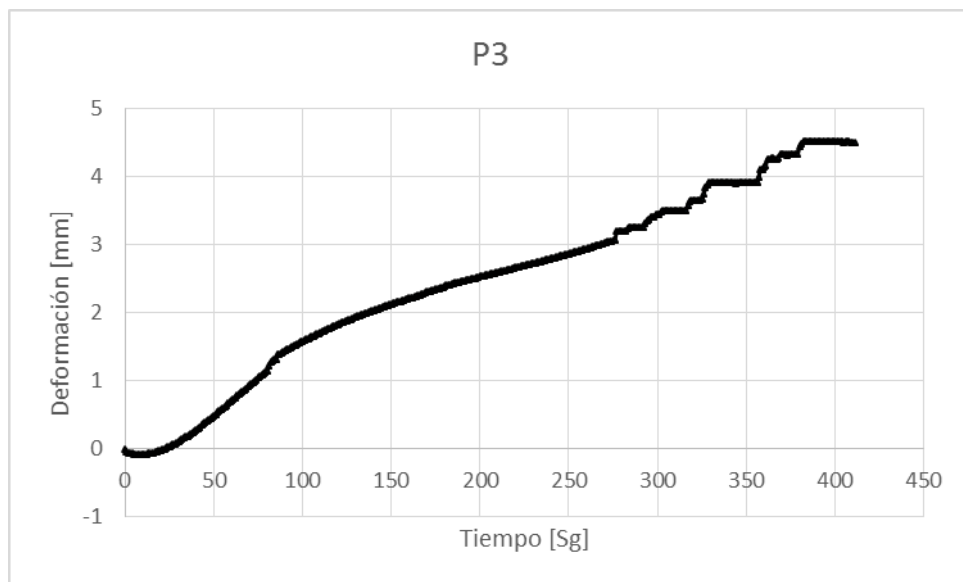
**Figura 47 Adquisición de datos celda de carga**  
Fuente: Creación propia



**Figura 481 Adquisición de datos potenciómetro “Sen 12”**  
Fuente: Creación propia



**Figura 49 Adquisición de datos potenciómetro “P4”**  
Fuente: Creación propia



**Figura 50 Adquisición de datos potenciómetro “P3”**  
Fuente: Creación propia

Lectura máxima carga aplicada: 61.19 Kg

Lectura máxima desplazamiento “Sen12”: 22.26 mm

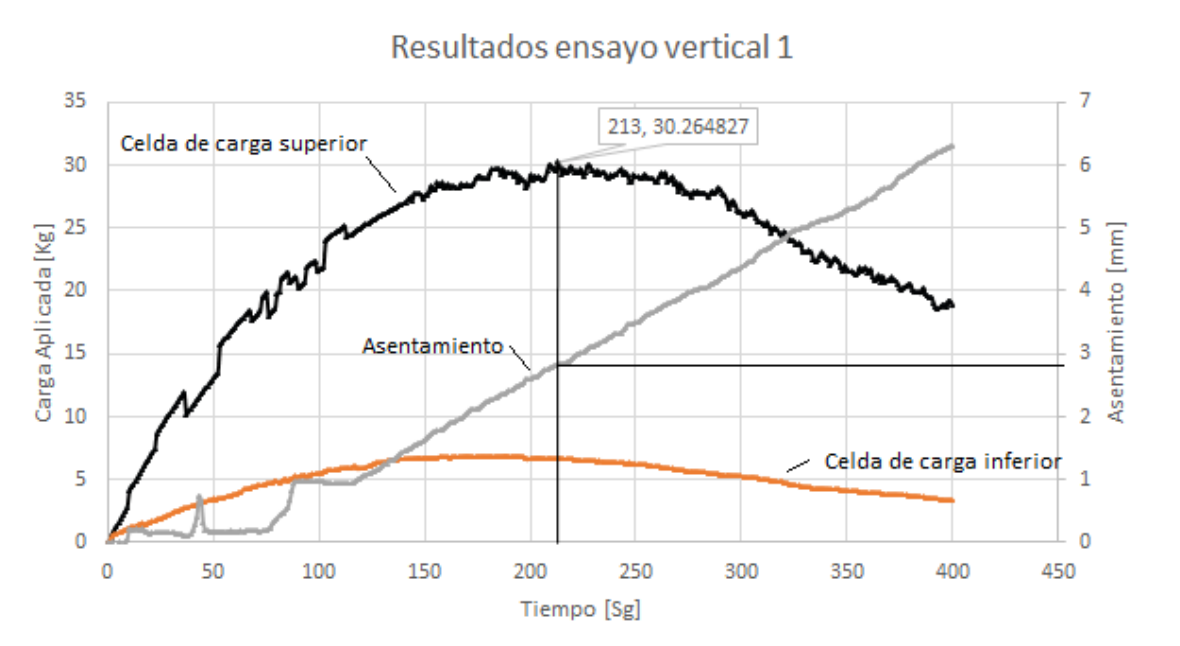
Lectura máxima desplazamiento “P4”: 4.93 mm

Lectura máxima desplazamiento "P3": 4.52 mm

### 3.6 ANÁLISIS DE RESULTADOS

#### 3.6.1 Carga vertical

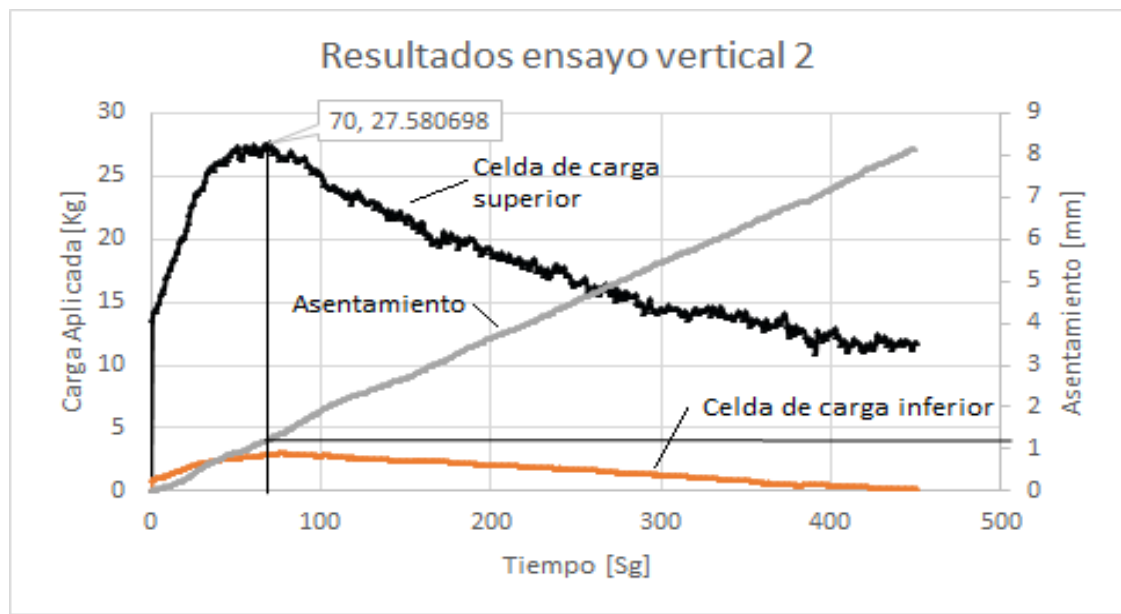
Teniendo los resultados experimentales y el comportamiento teórico calculado por las metodologías usadas actualmente, se tiene un punto de comparación para poder observar finalmente que tan acertadas son estas para su uso específico en suelos residuales.



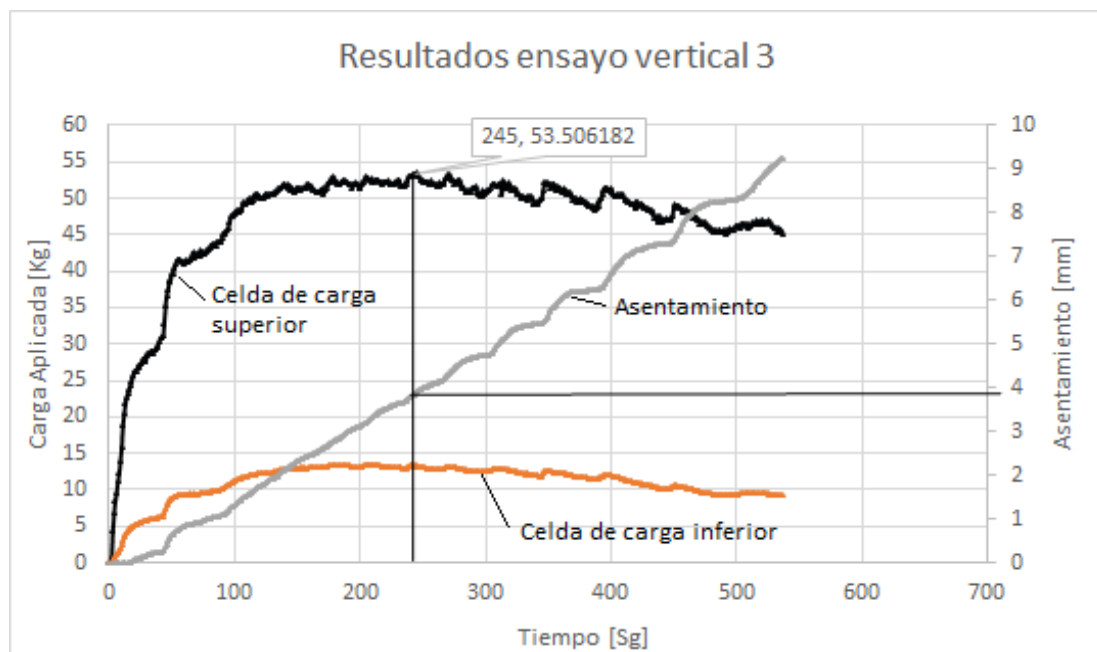
**Figura 51 Resultados ensayo vertical 1**

Fuente: Creación propia

Como se dijo anteriormente se encontró el asentamiento de la pila ante la carga máxima, que corresponde al punto en el cual el suelo pierde su capacidad portante y falla, en este momento ya no cumple con los requisitos de resistencia y servicio. En la Figura 51, Figura 52 y Figura 53 se observa una gráfica de doble eje que representa los datos adquiridos durante los ensayos, en el eje de las abscisas está representado el tiempo del ensayo, en las ordenadas principales la carga que se aplicó con el marco MTS y en las ordenadas secundarias el asentamiento de la pila, esto con el fin de observar de una mejor manera todos los datos unidos, y poder señalar el punto máximo de la carga para sacar el asentamiento causado por las cargas.



**Figura 52 Resultados ensayo vertical 2**  
Fuente: Creación propia



**Figura 53 Resultados ensayo vertical 3**  
Fuente: Creación propia

**Tabla 14 Comparación de resultados de ensayo de carga vertical**

ENSAYO DE CARGA VERTICAL			
	Qp [Kg]	Qs [Kg]	Asentamiento [mm]
TEÓRICO	15.62	21.04	2.46
ENSAYO 1	6.89	23.37	2.83
ENSAYO 2	3.32	24.26	1.24
ENSAYO 3	13.52	39.99	3.91

Fuente: Creación propia

Estos datos aparentemente dan a entender que las teorías para calcular la capacidad última de carga por fricción en pilas y asentamientos son más acertadas que la teoría de capacidad última por punta, probablemente esta tendencia no se vea reflejada claramente debido a que no se tiene el suficiente número de datos para sacar una conclusión firme.

También se observa que hay una diferencia numérica entre las lecturas de ambas celdas de carga, esto se puede entender como la cantidad de carga que absorbió el sistema netamente por fricción entre la pared de la pila y el suelo, de esta manera es posible encontrar el porcentaje de carga que se tomó por punta y por fricción, suponiendo que el 100% de la carga absorbida por el sistema se encuentra con la suma de estos dos valores, para encontrar una relación porcentual entre ambas y ver si tiene algún tipo de tendencia general.

**Tabla 15 Porcentajes de transferencia de cargas en la pila**

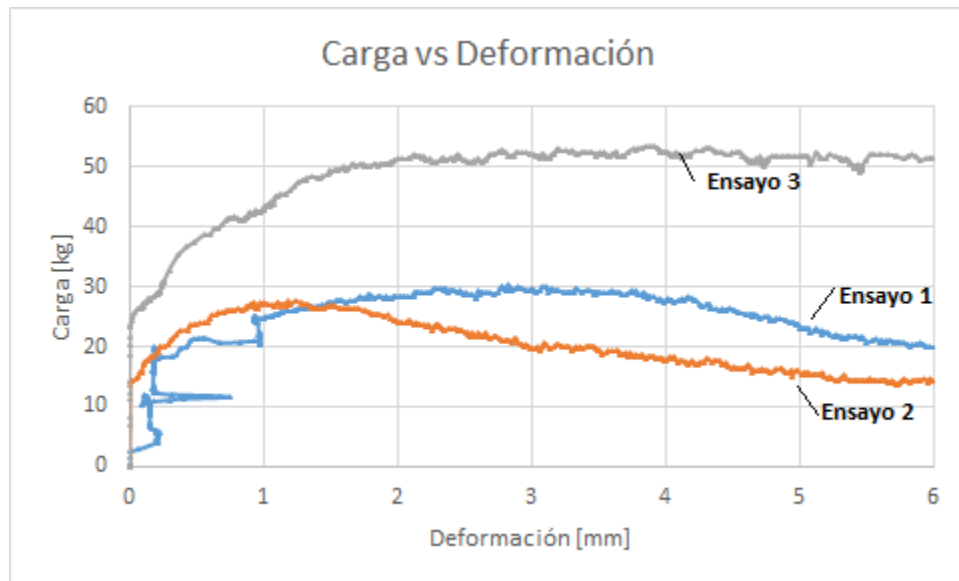
ENSAYO DE CARGA VERTICAL				
	Qp [Kg]	Qs [Kg]	% Qp	% Qs
TEÓRICO	15.62	21.04	43%	57%
ENSAYO 1	6.89	23.37	23%	77%
ENSAYO 2	3.32	24.26	12%	88%
ENSAYO 3	13.52	39.99	25%	75%

Fuente: Creación propia

Con estos porcentajes aparentemente la distribución entre fricción y punta en los ensayos realizados son similares, lo que puede dar una tendencia inicial a que estos datos sean más aplicables a este tipo de suelos, de igual manera no es posible encontrar una congruencia entre los ensayos y los porcentajes de carga teóricos lo que puede respaldar lo anteriormente dicho sobre el método utilizado para hallar la resistencia por punta.

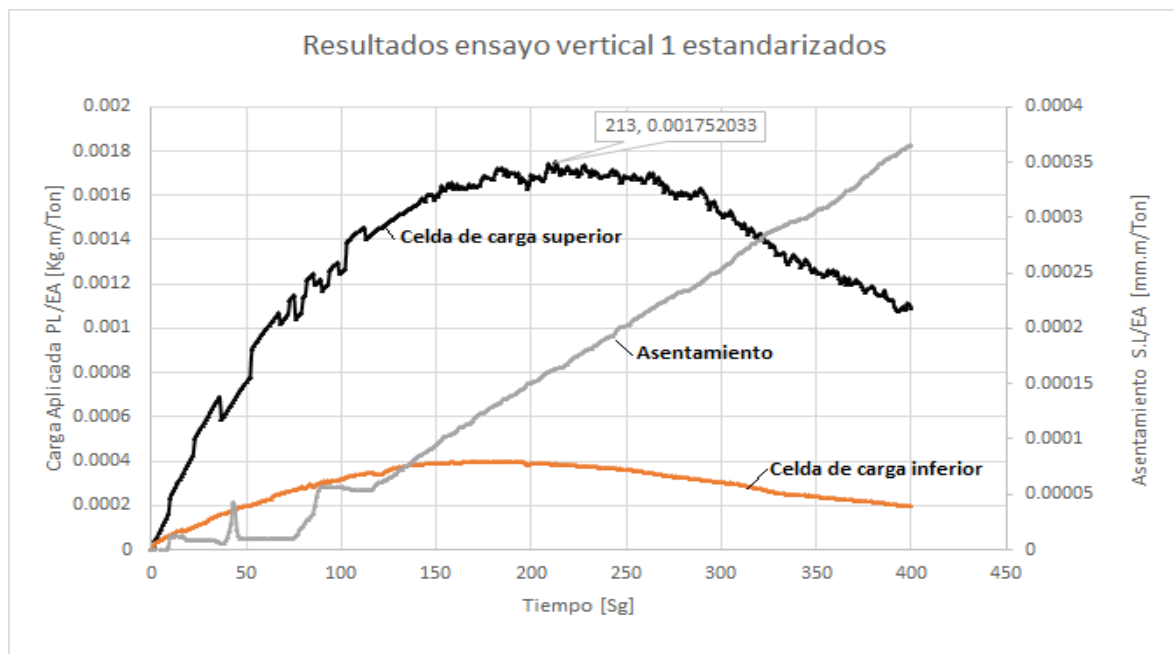
En la Figura 54 se presentan los resultados de la carga vs la deformación de los 3 ensayos realizados.



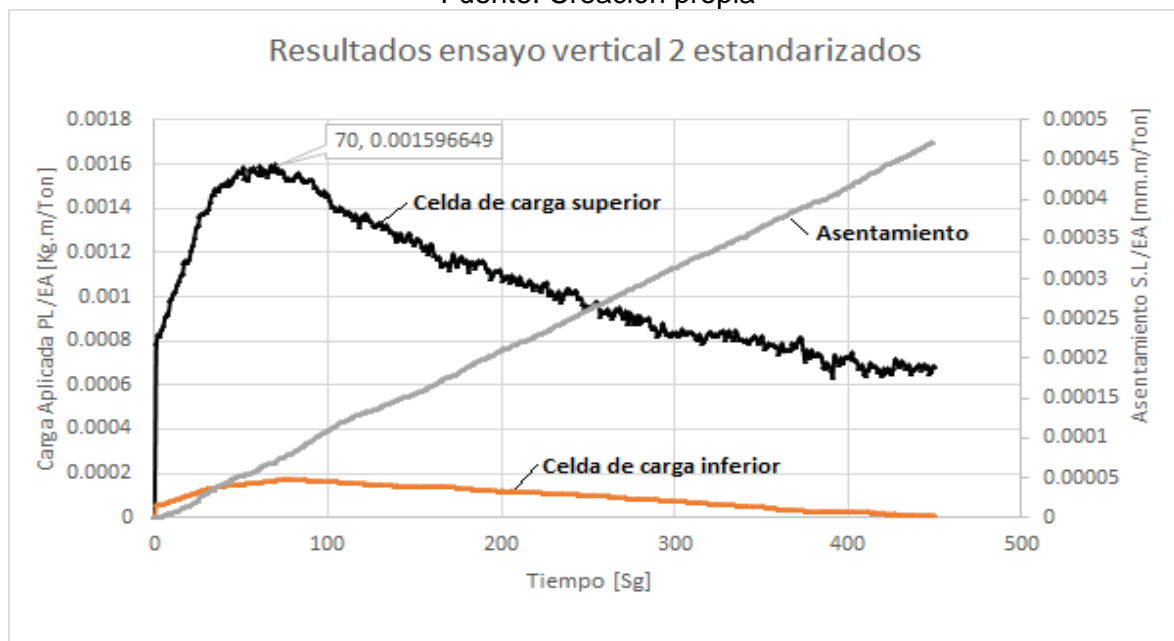


**Figura 54 Carga vs deformación de los ensayos verticales**  
Fuente: Creación propia

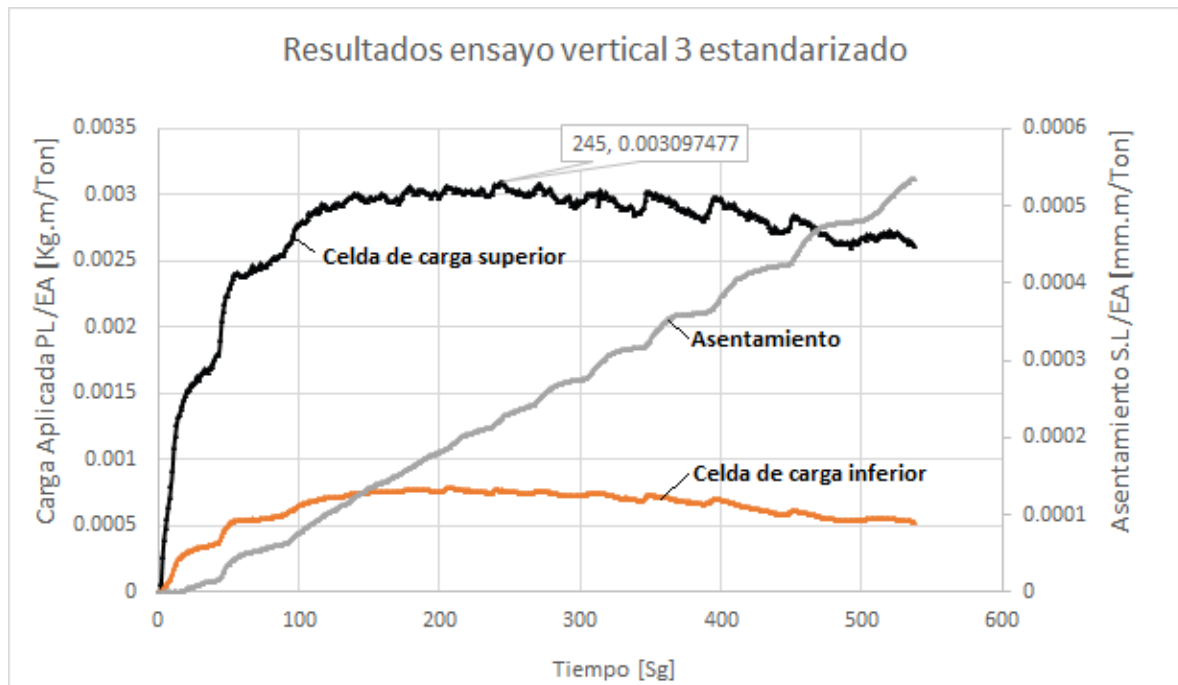
Para poder hacer que los datos sean comparables con otras geometrías y tamaños de pilas, se presentan a continuación las gráficas del comportamiento (Cargas y asentamiento) normalizadas en término de la rigidez de la pila que se considera como una viga que se acorta debido a una fuerza axial en su eje principal ( $\frac{AE}{L}$ ), de esta manera al multiplicar el valor obtenido por este coeficiente (módulo de elasticidad en Ton/m<sup>2</sup>, Área de la sección transversal en m<sup>2</sup> y longitud en m) se obtendrá un valor correspondiente a lo que probablemente sería el comportamiento de la pila en estudio.



**Figura 55 Resultados ensayo 1 en términos de la rigidez de la pila**  
Fuente: Creación propia



**Figura 56 Resultados ensayo 2 en términos de la rigidez de la pila**  
Fuente: Creación propia

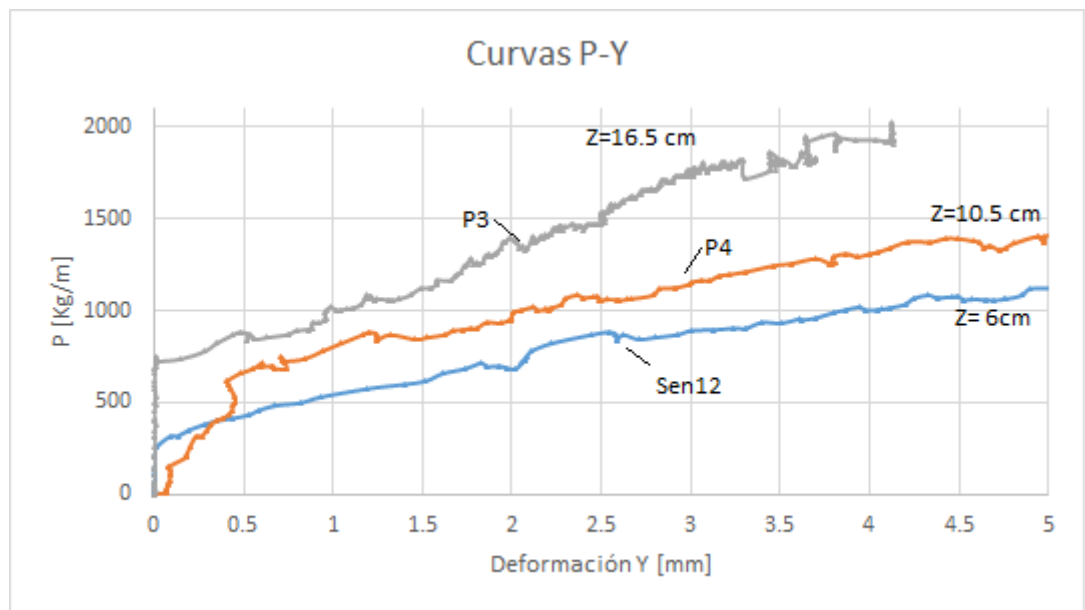


**Figura 57 Resultados ensayo 3 en términos de la rigidez de la pila**

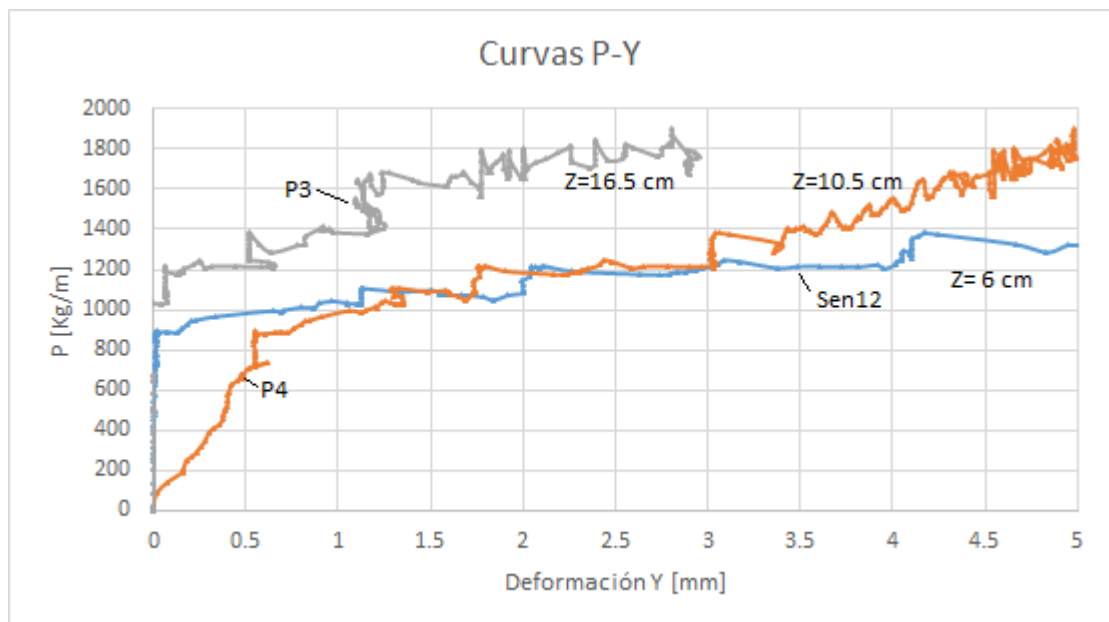
Fuente: Creación propia

### 3.6.2 Carga lateral

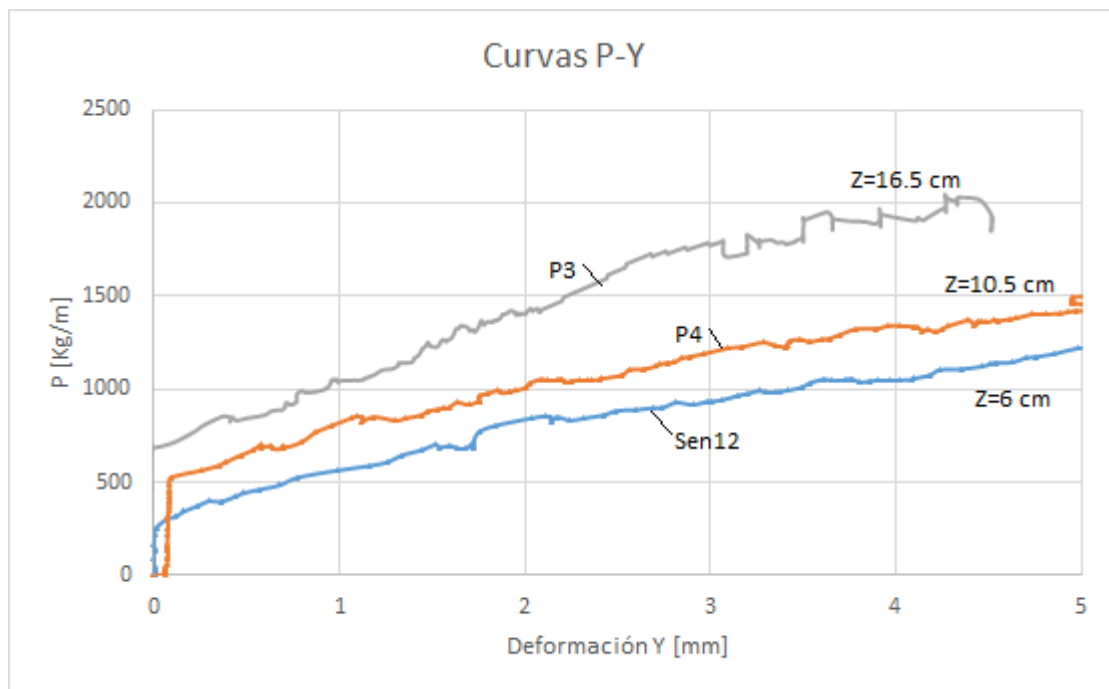
Teniendo los datos de carga y desplazamientos encontrados en la pila se pueden obtener varios datos que pueden mostrar su comportamiento real en este tipo de suelos, se sacaron las curvas p-y para las profundidades en las cuales se tomaron datos de desplazamiento, para poder encontrar el módulo de reacción experimental del suelo ya que este es la pendiente en el punto máximo de la curva, comparándolo con el módulo de reacción teórico y el encontrado con las curvas p-y teóricas. Las curvas p-y experimentales se muestran a continuación:



**Figura 58 Curvas P-Y ensayo 1**  
Fuente: Creación propia



**Figura 59 Curvas P-Y ensayo 2**  
Fuente: Creación propia

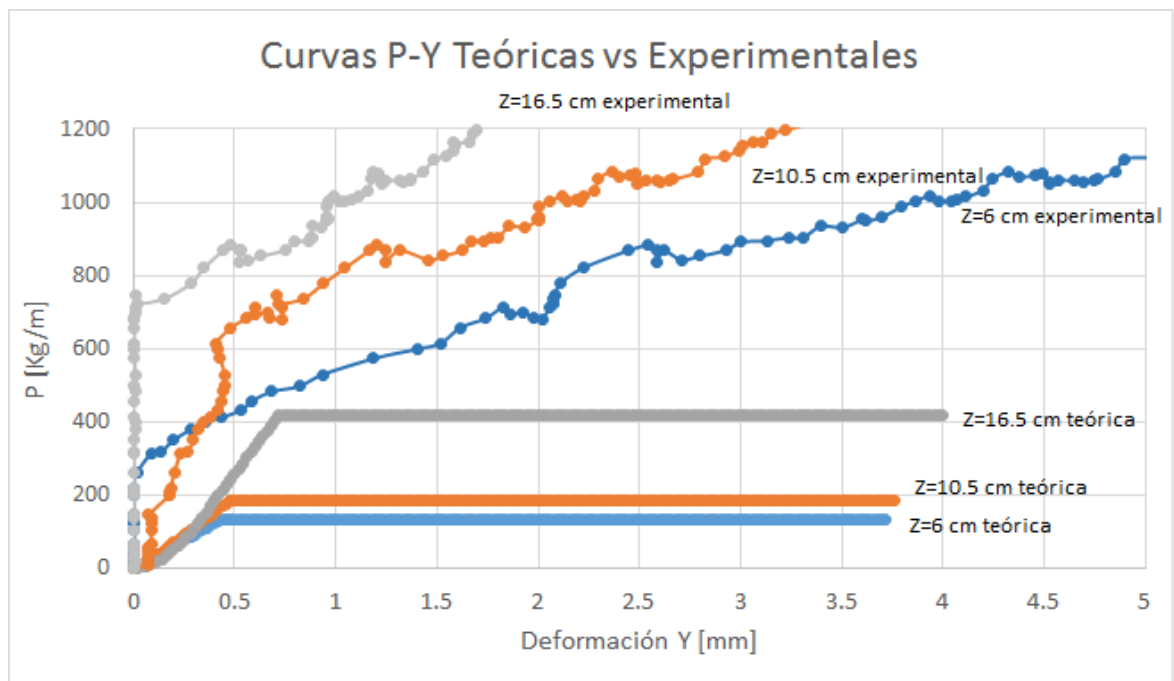


**Figura 60 Curvas P-Y ensayo 3**

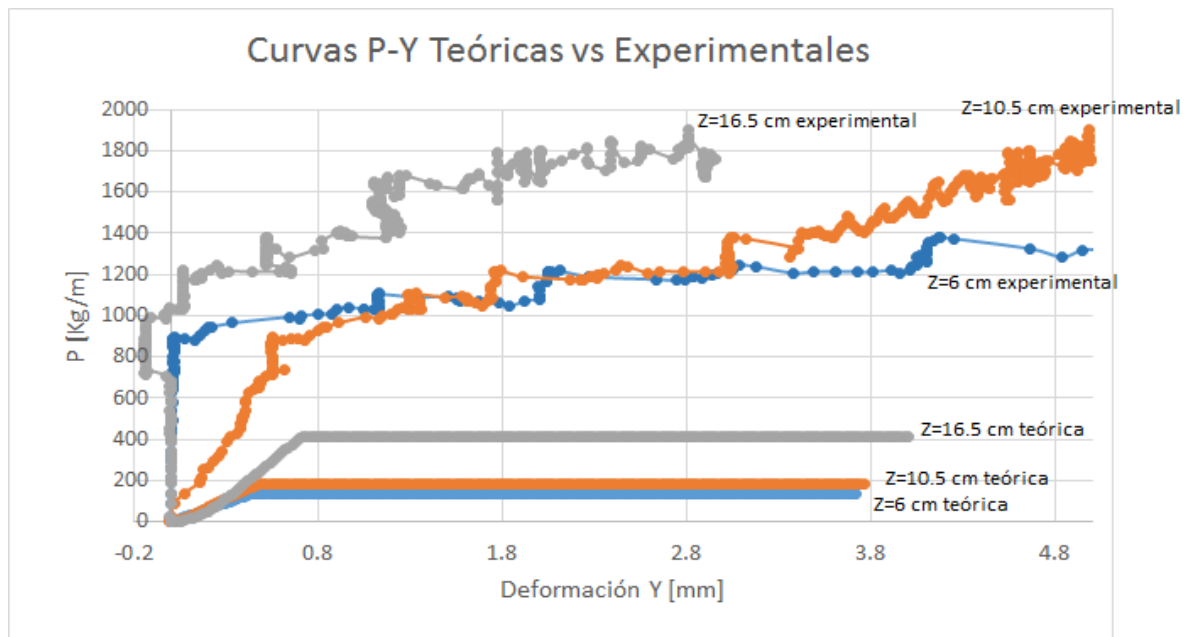
Fuente: Creación propia

Estas curvas fueron obtenidas graficando la carga leída en la celda sobre medio perímetro de la pila, ya que esta es la zona que tiene contacto con el suelo directamente, versus la deformación leída en los potenciómetros.

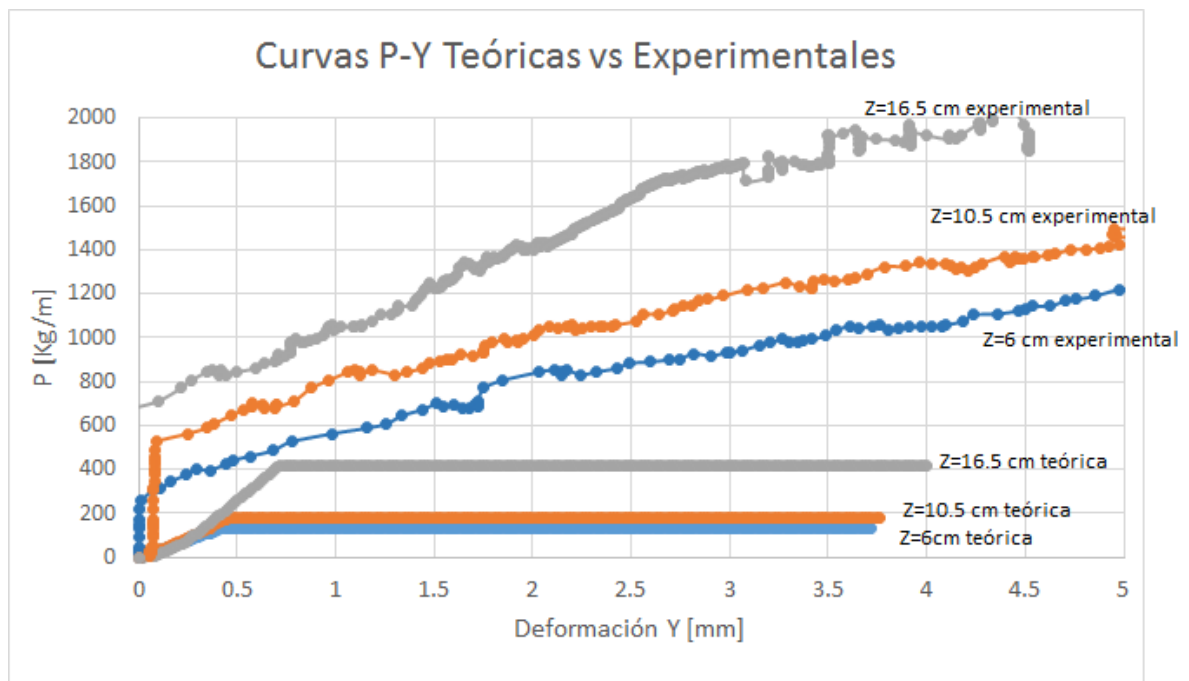
Se utilizó el método de las curvas p-y teóricas para suelos cohesivos y friccionantes para hallar el comportamiento del suelo teórico y compararlo con el comportamiento experimental.



**Figura 61** Confrontación de curvas P-Y teóricas y experimentales ensayo 1  
Fuente: Creación propia



**Figura 62** Confrontación de curvas P-Y teóricas y experimentales ensayo 2  
Fuente: Creación propia



**Figura 63 Confrontación de curvas P-Y teóricas y experimentales ensayo 3**  
Fuente: Creación propia

Se observa que experimentalmente se obtuvieron unas gráficas de mayor proporción con respecto a las teóricas, donde aparentemente se puede decir que probablemente se está sub-valorando la capacidad del suelo ya que se encontró una primera aproximación a lo que podría ser el comportamiento de este tipo de suelos residuales encontrados en la zona y se obtuvieron datos del módulo de reacción más grandes en comparación con los obtenidos teóricamente, estas curvas teóricas muestran que el suelo soporta unos esfuerzos que tal vez no sean los reales.

Con esta información se calculó el módulo de reacción experimental del suelo para cada punto, cosa que no contempla el análisis teórico ya que se considera que este parámetro no varía con la profundidad por lo que se puede deducir que probablemente puede no ser buena práctica considerarlo equivalente en cada punto. El módulo de reacción es la pendiente de la curva p-y de la línea desde el punto 0 hasta el punto  $y_m$  ( $b/60$ ), se compararon los 3 valores obtenidos para cada ensayo con el módulo teórico obtenido de las curvas p-y con el método para suelos cohesivos y friccionantes.

**Tabla 16 Comparación de los módulos de reacción obtenidos**

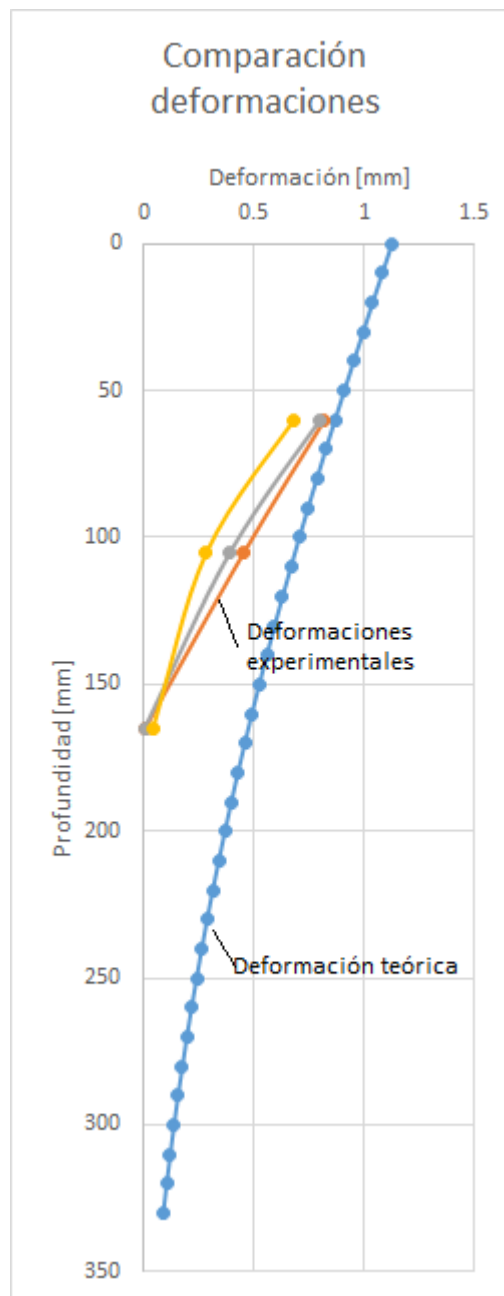
Ensayo 1	Modulo de reacción [Ton/m2]	Teóricos	Modulo de reacción [Ton/m2]
Kh (Z=6 cm)	1784.9	Vesic	100.5
Kh (Z=10.5 cm)	1875.0	Curvas p-y	
Kh (Z=16.5 cm)	3700.5	(Z=6 cm)	306.1
Ensayo 2	Modulo de reacción [Ton/m2]	(Z=10.5 cm)	381.6
Kh (Z=6 cm)	4546.6	(Z=16.5 cm)	577.8
Kh (Z=10.5 cm)	1967.1	CSN 71 1004	8478.7
Kh (Z=16.5 cm)	6044.2	Broms	21239.2
Ensayo 3	Modulo de reacción [Ton/m2]	Skempton	17705.0
Kh (Z=6 cm)	2139.8	Davidson	3707.0
Kh (Z=10.5 cm)	2668.2		
Kh (Z=16.5 cm)	3856.2		

Fuente: Creación propia

Con estos datos se reafirma que la capacidad real del suelo puede ser mayor que la que considera los métodos teóricos, ya que los datos obtenidos experimentalmente son coherentes entre si y alejados de los valores calculados con los métodos utilizados en la actualidad.

Se tomó la curva de deformación teórica calculada con el método de aproximación al módulo de reacción (1.3.2.4) y la curva de deformación obtenida con los ensayos y se observó lo siguiente:

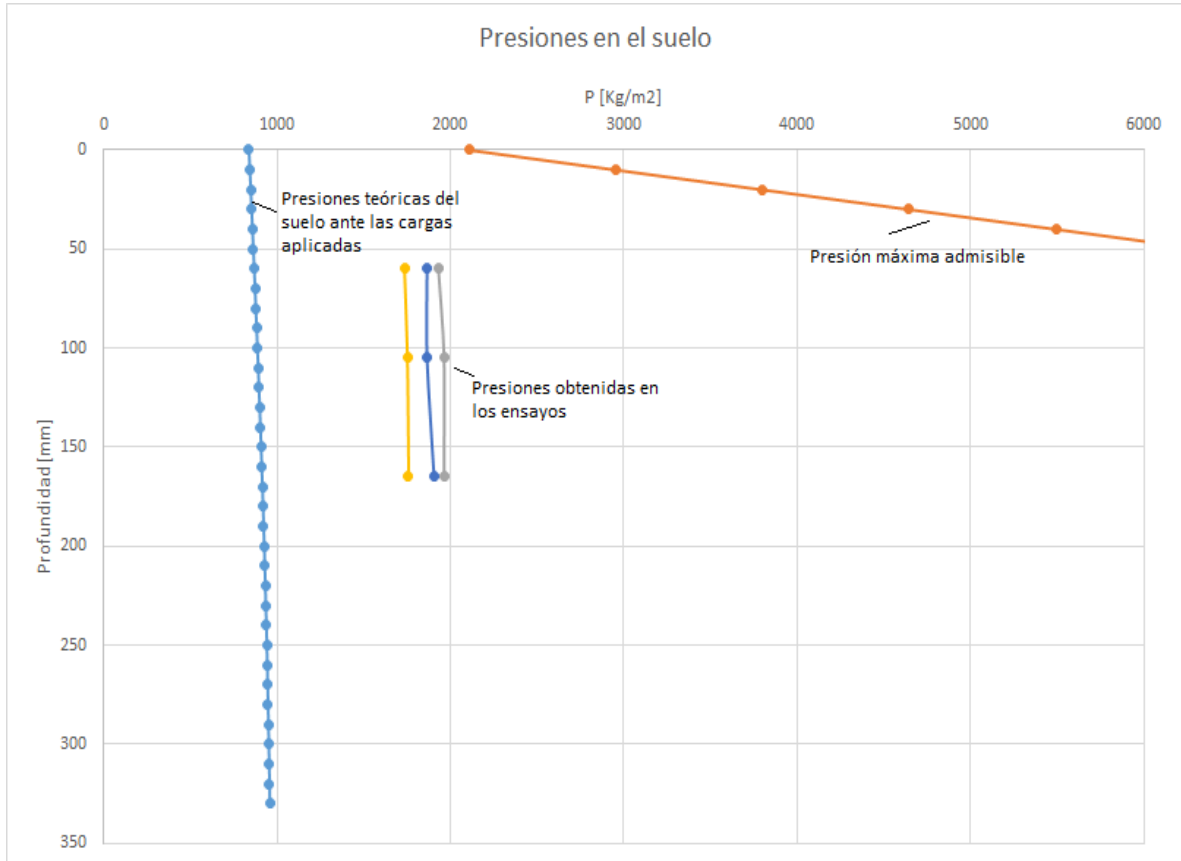




**Figura 64 Comparación de deformaciones obtenidas**  
Fuente: Creación propia

Se graficaron los puntos en los cuales se tenían lecturas de deformación y se observó como se esperaba que esta deformación fuera un poco menor ya que el suelo podría tener una capacidad última mayor a la considerada en los cálculos teóricos utilizados.

También se revisaron las presiones máximas admisibles del suelo para chequear que se estaba dentro de la curva de resistencia, comparando estos valores con la reacción del suelo obtenida teóricamente más las presiones reales que fueron aplicadas en el suelo en cada punto donde se tenían lecturas de deformación.



**Figura 65 Presiones admisibles, aplicadas y teóricas**  
Fuente: Creación propia

En la Figura 65 se observa que las presiones del suelo aplicadas en el momento de los ensayos ni las presiones teóricas superaron las presiones máximas admisibles calculadas.

## 4 CONCLUSIONES Y CONSIDERACIONES FINALES

- Utilizando las metodologías usadas actualmente para el cálculo y diseño de pilas en suelos arcillosos, se llegó a la conclusión que teniendo tantos autores con diferentes métodos, no es posible llegar a un resultado congruente ni a un procedimiento fijo a seguir para llegar a un resultado óptimo, a pesar que todas utilizan los mismos parámetros del suelo, tener una variable más en el análisis pareciera no tener un efecto diferenciador en los resultados.
- Se estableció que el modelo físico a utilizar debía ser realizado mediante muestras de suelo inalteradas y no remodeladas, con el fin de obtener los resultados más óptimos posibles respecto al comportamiento real de pilas in situ, los instrumentos utilizados para cada ensayo de carga fueron ensayados y verificados antes de iniciar cada ensayo para evitar pérdida importante de información que afectara los cálculos finales, tanto carga vertical como lateral se realizaron en el mismo ambiente, lugar con las mismas condiciones climáticas y con el mismo programa de adquisición de datos. Se concluyó que la instrumentación y una buena práctica en la toma de datos hacen parte importante de los resultados y de la experiencia de aprendizaje del proyecto.
- Se construyó el modelo físico donde la profundidad y diámetro del recipiente en el que se almaceno la muestra de suelo extraído se escogió en función de la posible superficie de falla esperada para que se desarrollara en su totalidad y no interfiriera con el comportamiento real que tendría la pila. La muestra de suelo no fue remodelada ni alterada en ningún momento para evitar la pérdida de propiedades mecánicas del mismo. Se considera que es necesario realizar más ensayos en diferentes recipientes, con formas y tamaños diferentes, ensayos en sitio y demás necesarios para ver que tanto afecta los cálculos el hecho de tener un suelo confinado con diferentes presiones laterales a la natural del suelo en su estado de reposo, y poder encontrar una distancia mínima de acción entre el suelo y la pila, para compararlo con la superficie de falla teórica en pilas.
- Se determinó que en este tipo de suelos residuales anfibólicos ubicados en el campus de la sede de las palmas de la Universidad EIA la capacidad última teórica de carga vertical por punta es de 15.62 kg y por fricción es 21.04 kg, en carga lateral se encontró que resistía una carga última máxima de 14.54 kg y se deformaba 1.57 mm en la cabeza. Estos datos fueron posteriormente confrontados con los hallados experimentalmente para observar si tenían congruencia y aprobar las teorías utilizadas para estos cálculos a la profundidad estudiada.
- Con los valores encontrados experimentalmente se concluyó que es probable que las teorías utilizadas actualmente para el diseño de pilas tal vez no sean tan acertadas a lo que realmente el suelo es capaz de resistir, lo que se podría traducir en un sobredimensionamiento de las fundaciones para cualquier tipo de proyecto, y esto en mayores costos de fabricación. Se consideró igualmente que es necesario seguir investigando en este tema ya que por limitaciones de tiempo y costos no se tuvieron la cantidad de datos necesarios para poder contradecir los métodos usados

actualmente. Se encontró también que algunas metodologías de cálculo son más acertadas que otras, y aunque ninguna está por debajo de los datos encontrados, es sano poner en duda por qué las diferencias de comportamiento de pilas bajo cargas verticales se halla con metodologías diferentes de transmisión de carga y una fue más compatible que la otra contra los datos hallados experimentalmente. El comportamiento que se obtuvo en la pila cuando fue sometida a la carga lateral tuvo diferencias en todos los métodos utilizados para calcular el comportamiento de estas, con lo que se puede decir que probablemente estas metodologías utilizadas actualmente no sean tan acertadas ya que se observó que el aporte de las dos propiedades del suelo tanto cohesión como fricción tienen un gran aporte a la capacidad del suelo y que hace variar su comportamiento considerablemente.

## 5 REFERENCIAS

- Alva Hurtado, J. E. (2012). *Cimentaciones profundas*. Universidad Nacional de Ingeniería. Obtenido de [http://www.cismid.uni.edu.pe/descargas/a\\_labgeo/labgeo25\\_a.pdf](http://www.cismid.uni.edu.pe/descargas/a_labgeo/labgeo25_a.pdf)
- Blight, G. E., & Leong, E. C. (2012). *Mechanics of residual soils*. Boca Raton: CRC press.
- Broms, B. B. (1964). Lateral resistance of piles in cohesive soils. *Journal of the soil mechanics and foundations division*, 27-63.
- Cunha, R., & Leong, E. C. (2002). Evaluation of deep foundations in tropical residual soil by a semi analytical mathematical procedure coded in industrial software. *Mecánica computacional*, 1045-1062.
- Das, B. M. (2001). Principios de ingeniería de cimentaciones. En B. M. Das, *Principios de ingeniería de cimentaciones* (pág. 862). México : Thomson.
- Diaz, J. S. (1998). *Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales*. Bucaramanga: Instituto de Investigaciones sobre erosión y deslizamientos.
- Fleming, K., Weltman, A., Randolph, M., & Elson, K. (2008). *Piling Engineering* (Vol. 3). Abingdon, Inglaterra: CRC Press.
- Gei, D. A. (2003). *UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL*. Obtenido de <http://www1.frm.utn.edu.ar/metlicas/Guias%20de%20Estudio/CMM-Tanques%20y%20Recipientes%20Elevados%20y%20Apoyados.pdf>
- Hansen, J. B. (1961). *The ultimate resistance of rigid piles against trasnversal forces* (Vol. 12). Copenhagen, Denmark: Danish Geotechnical Institute.
- Harris, H. G., & Sabnis, G. M. (1999). *Structural modeling and experimental techniques*. CRC press.
- Hetenyi, M. (1946). *Beam on elastic foundation*. Ann Arbor: University of Michigan press.
- Ingeniería civil*. (s.f.). Obtenido de <http://www.ingenierocivilinfo.com/2011/03/suelos-ensayo-triaxial-no-consolidado.html>
- INGEOMINAS. (2001). *Mapa geológico del Departamento de Antioquia. Geología, recursos minerales y amenazas parciales*.
- INVIAS. (2007). *INV E 122-07, Determinación en laboratorio del contenido de agua (humedad) del suelo, roca y mezclas de suelo - agregado*.
- INVIAS. (2007). *INV E 125-07, Determinación del límite líquido de los suelos*.
- INVIAS. (2007). *INV E 126-07, Límite plástico e índice de plasticidad de suelos*.

- INVIAS. (2007). INV E 154-07, *Determinación de la resistencia al corte método de corte directo (CD)*.
- Matlock, H. (1970). Correlations for design of laterally load piles in soft clay. *Offshore technology conference* (pág. 18). Houston: Offshore technology conference.
- Meyerhof, G. G. (1970). Safety factors in soil mechanics. *Canadian Geotechnical Journal*, 7, 349-355.
- Nipun. (2 de Noviembre de 2015). *Pediaa*. Obtenido de <http://pediaa.com/difference-between-modulus-of-elasticity-and-modulus-of-rigidity/>
- NSR-10. (2010). *Reglamento Colombiano de construcción sismo resistente*. Bogota D.C.
- Olson, R. E. (1989). Direct shear testing. *Advanced geotechnical laboratoy*, 14.
- Pannoni, F. D. (2009). Durabilidad de pilotes metálicos enterrados en el suelo. *El acero hoy*, 6, 8.
- Poulos, H. G., & Davis, H. E. (1980). *Pile foundation analysis and design* (Vol. 1). (W. T. Lambe, Ed.) Sydney, Australia: Rainbow bridge book co.
- Reese, L. C. (1958). Discussion of "soil modulus for laterally load piles". *Discussion of Soil Modulus for Laterally Loaded Piles by Bramlette McClelland and John A. Focht Jr.* 123, págs. 1064-1080. ASCE.
- Reese, L. C., & Van Impe, W. F. (2001). *Single Piles and Group under Lateral Loading*. Rotterdam: CRC Press.
- Uribe Santa, A. F. (2012). *Análisis tridimensional de pilas considerando el comportamiento no lineal del suelo (Tesis de maestría)*. Universidad nacional de Colombia, Medellín.
- Valdés Giraldo, J. C. (2013). *Suelos residuales provenientes del campus de la EIA en la sede las palmas (Tesis de pregrado)*. Universidad EIA, Envigado.
- Vesic, A. S. (1970). Test on instrumented piles, Ogeechee River site. *Journal of soil mechanics and foundations division*, 96, 561-584.
- Wesley, L. D. (2010). *Fundamentals of soil mechanics for sedimentary and residual soils*. New Jersey, United states of America: John Wiley & Sons, Inc.

## ANEXO 1

Ensayo de corte UU (No confinado, No drenado)

Probeta 1:

Diametro[mm]	65
Área [mm <sup>2</sup> ]	3318.31
Carga Vertical [Kg]	14.4
Esfuerzo vertical [Mpa]	42.53

Deformación [mm]	Lectura	Lectura [kN]	Def. Unitaria	Área corregida	Esf. Corte[KPa]	F	Área corregida
0.1	0	0.006	0.002	3311.807	1.776	0.998	3311.807
0.2	7	0.016	0.003	3305.307	4.762	0.996	3305.307
0.3	11	0.021	0.005	3298.807	6.478	0.994	3298.807
0.4	13	0.024	0.006	3292.307	7.347	0.992	3292.307
0.5	18	0.031	0.008	3285.808	9.504	0.990	3285.808
0.6	21	0.035	0.009	3279.308	10.811	0.988	3279.308
0.7	23	0.038	0.011	3272.808	11.692	0.986	3272.808
0.8	25	0.041	0.012	3266.309	12.578	0.984	3266.309
0.9	26.5	0.043	0.014	3259.809	13.251	0.982	3259.809
1	28.5	0.046	0.015	3253.310	14.143	0.980	3253.310
1.1	31	0.050	0.017	3246.811	15.255	0.978	3246.811
1.2	32	0.051	0.018	3240.312	15.720	0.976	3240.312
1.3	34	0.054	0.020	3233.813	16.623	0.975	3233.813
1.4	37	0.058	0.022	3227.314	17.965	0.973	3227.314
1.5	41	0.064	0.023	3220.816	19.750	0.971	3220.816
1.6	42	0.065	0.025	3214.318	20.228	0.969	3214.318
1.7	44.5	0.069	0.026	3207.820	21.366	0.967	3207.820
1.8	47	0.072	0.028	3201.322	22.509	0.965	3201.322
1.9	49	0.075	0.029	3194.825	23.436	0.963	3194.825
2	52	0.079	0.031	3188.328	24.809	0.961	3188.328
2.1	53	0.081	0.032	3181.831	25.302	0.959	3181.831
2.2	57	0.086	0.034	3175.335	27.128	0.957	3175.335
2.3	57.5	0.087	0.035	3168.838	27.405	0.955	3168.838
2.4	59	0.089	0.037	3162.343	28.130	0.953	3162.343
2.5	61	0.092	0.038	3155.847	29.080	0.951	3155.847
2.6	62	0.093	0.040	3149.352	29.587	0.949	3149.352
2.7	63	0.095	0.042	3142.858	30.096	0.947	3142.858
2.8	63.5	0.095	0.043	3136.364	30.383	0.945	3136.364
2.9	64	0.096	0.045	3129.870	30.671	0.943	3129.870
3	64.5	0.097	0.046	3123.376	30.960	0.941	3123.376

Probeta 2:

Diametro[mm]	65
Área [mm <sup>2</sup> ]	3318.31
Carga Vertical [Kg]	24.4
Esfuerzo vertical [Mpa]	72.06

Deformación [mm]	Lectura	Lectura [kN]	Def. Unitaria	Área corregida	Esf. Corte[KPa]
0	0	0.01	0.00	3318.31	1.77
0.1	9	0.02	0.00	3311.81	5.60
0.2	15	0.03	0.00	3305.31	8.17
0.3	18	0.03	0.00	3298.81	9.47
0.4	24	0.04	0.01	3292.31	12.05
0.5	30	0.05	0.01	3285.81	14.65
0.6	35	0.06	0.01	3279.31	16.82
0.7	39	0.06	0.01	3272.81	18.58
0.8	43	0.07	0.01	3266.31	20.34
0.9	48	0.07	0.01	3259.81	22.54
1	50	0.08	0.02	3253.31	23.45
1.1	54	0.08	0.02	3246.81	25.23
1.2	56	0.08	0.02	3240.31	26.15
1.3	60	0.09	0.02	3233.81	27.94
1.4	64	0.10	0.02	3227.31	29.74
1.5	67	0.10	0.02	3220.82	31.12
1.6	69	0.10	0.02	3214.32	32.06
1.7	71	0.11	0.03	3207.82	33.00
1.8	74	0.11	0.03	3201.32	34.38
1.9	77	0.11	0.03	3194.82	35.78
2	78.5	0.12	0.03	3188.33	36.51
2.1	80.5	0.12	0.03	3181.83	37.47
2.2	83	0.12	0.03	3175.33	38.66
2.3	85	0.13	0.04	3168.84	39.62
2.4	87	0.13	0.04	3162.34	40.60
2.5	88	0.13	0.04	3155.85	41.13
2.6	90	0.13	0.04	3149.35	42.11
2.7	91	0.13	0.04	3142.86	42.64
2.8	92	0.14	0.04	3136.36	43.18
2.9	93.5	0.14	0.04	3129.87	43.94
3	94	0.14	0.05	3123.38	44.26
3.1	94	0.14	0.05	3116.88	44.35
3.2	95	0.14	0.05	3110.39	44.90
3.3	96	0.14	0.05	3103.90	45.44
3.4	96.5	0.14	0.05	3097.41	45.77
3.5	97	0.14	0.05	3090.92	46.09
3.6	98	0.14	0.06	3084.43	46.64
3.7	98	0.14	0.06	3077.94	46.74
3.8	98	0.14	0.06	3071.45	46.84
3.9	98	0.14	0.06	3064.96	46.94
4	98.5	0.14	0.06	3058.47	47.27



Probeta 3:

Diametro[mm]	65
Área [mm <sup>2</sup> ]	3318.31
Carga Vertical [Kg]	44.4
Esfuerzo vertical [Mpa]	131.13

Deformación [mm]	Lectura	Lectura [kN]	Def. Unitaria	Área corregida	Esf. Corte[KPa]
0	0	0.01	0.00	3318.31	1.77
0.1	34	0.05	0.00	3311.81	16.23
0.2	52	0.08	0.00	3305.31	23.93
0.3	66	0.10	0.00	3298.81	29.95
0.4	78	0.12	0.01	3292.31	35.14
0.5	85	0.13	0.01	3285.81	38.21
0.6	93	0.14	0.01	3279.31	41.72
0.7	100	0.15	0.01	3272.81	44.82
0.8	108	0.16	0.01	3266.31	48.36
0.9	113	0.16	0.01	3259.81	50.61
1	118	0.17	0.02	3253.31	52.88
1.1	122	0.18	0.02	3246.81	54.72
1.2	128	0.19	0.02	3240.31	57.44
1.3	132	0.19	0.02	3233.81	59.29
1.4	137	0.20	0.02	3227.31	61.59
1.5	139	0.20	0.02	3220.82	62.59
1.6	143	0.21	0.02	3214.32	64.47
1.7	146	0.21	0.03	3207.82	65.92
1.8	148	0.21	0.03	3201.32	66.93
1.9	151	0.22	0.03	3194.82	68.39
2	153	0.22	0.03	3188.33	69.41
2.1	154	0.22	0.03	3181.83	70.00
2.2	156	0.23	0.03	3175.33	71.03
2.3	160	0.23	0.04	3168.84	72.95
2.4	160.5	0.23	0.04	3162.34	73.32
2.5	161.5	0.23	0.04	3155.85	73.92
2.6	163	0.24	0.04	3149.35	74.74
2.7	164	0.24	0.04	3142.86	75.34
2.8	164	0.24	0.04	3136.36	75.50
2.9	164	0.24	0.04	3129.87	75.66
3	164	0.24	0.05	3123.38	75.81
3.1	164	0.24	0.05	3116.88	75.97
3.2	164	0.24	0.05	3110.39	76.13
3.3	164	0.24	0.05	3103.90	76.29
3.4	164	0.24	0.05	3097.41	76.45
3.5	164	0.24	0.05	3090.92	76.61
3.6	165	0.24	0.06	3084.43	77.23
3.7	165	0.24	0.06	3077.94	77.39
3.8	165	0.24	0.06	3071.45	77.55
3.9	165	0.24	0.06	3064.96	77.72
4	165	0.24	0.06	3058.47	77.88